

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR CON AISLAMIENTO EN LA BASE”

Tesis presentada por el Bachiller:
WALTER DAVID CHIRINOS ESPINOZA

Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Asesor de Tesis:
ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

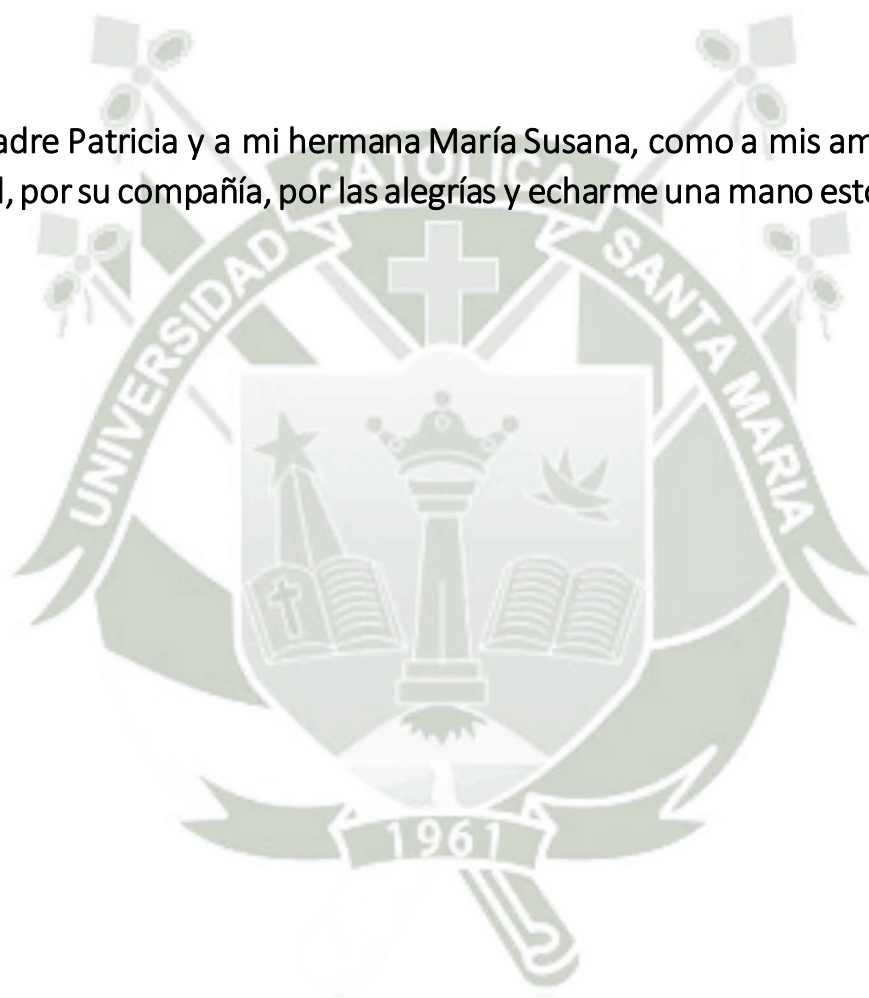
Arequipa – Perú

2017

DEDICATORIA

Con todo el cariño del mundo dedico el presente trabajo a mi padre Walter Mario y mi abuela María Teresa, por su apoyo, sacrificio y esfuerzo, el creer en mí y permitirme ser mejor cada día.

A mi madre Patricia y a mi hermana María Susana, como a mis amigos de la facultad, por su compañía, por las alegrías y echarme una mano estos últimos años.



RESUMEN

El presente proyecto ilustra y busca exponer el diseño de una edificación multifamiliar empleando sistemas de aislación basal por medio de las recomendaciones de distintos códigos y normativas, tomando principalmente al código americano ASCE/SEI 7-10 tal y como está descrito en la normativa peruana; seleccionándose métodos de análisis dinámicos de historia en el tiempo y modal espectral debidos a la irregularidad que presenta la estructura. Se plantea primeramente el procedimiento de diseño de los aisladores, basados en parámetros modificados para su utilización en el ámbito nacional, así como las distintas pautas y recomendaciones a tomar en cuenta. Después se procedió a realizar el diseño de la estructura aislada teniendo en cuenta las distintas características del suelo, atributos arquitectónicos, de servicio y funcionalidad, estando en función de los resultados obtenidos al emplear distintos softwares de análisis estructural, siendo finalmente elaborados los planos estructurales y conclusiones finales obtenidos del cálculo y realización de la tesis.

Palabras clave: Edificación multifamiliar, aisladores sísmicos, análisis, diseño estructural, acondicionamiento de parámetros, modelamiento, estructuración, código americano.



ABSTRACT

The present project illustrates and seeks to expose the design of a multi-family building using basal isolation systems through the recommendations of different codes and regulations, mainly taking the American ASCE / SEI 7-10 code as described in the Peruvian regulations; Selecting methods of dynamic time-history analysis and modal spectral analysis due to the irregularity that presents the structure. The first procedure is the design of isolators, based on parameters modified for use at the national level, as well as the different guidelines and recommendations to be taken into account. Afterwards, the design of the isolated structure was carried out taking into account the different characteristics of the soil, architectural attributes, service and functionality, being in function of the results obtained when using different software of structural analysis, being finally elaborated the structural drawings and final conclusions obtained from the calculation and completion of the thesis.

Keywords: Multifamiliar building, seismic isolators, analysis, structural design, parameter conditioning, modeling, structuring, American code.



ÍNDICE

CAPÍTULO I: ALCANCES Y OBJETIVOS	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Alcances y metodología	2
CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. Antecedentes e Historia Generales	3
2.2. Dispositivos de Aislación - Tipos y Propiedades Mecánicas	7
2.2.1. Tipos de Aisladores Elastoméricos	9
2.2.2. Parámetros Mecánicos de los Aisladores	12
2.3. Consideraciones y criterios de las distintas normativas	16
2.3.1. Norma de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica chilena NCH2745: 2013	17
2.3.2. NEHRP Recommended Seismic Provisions FEMA P-750 – Comité ASCE/SEI 7-10	24
2.4. Parámetros a modificar y asimilar	29
2.4.1. Determinación de aceleraciones	30
2.4.2. Factores de modificación de amortiguamiento B_D y B_M	32
CAPÍTULO III: ACONDICIONAMIENTO DE PARÁMETROS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	33
3.1. Procedimientos de Diseño de los Aisladores	33
3.1.1. Aisladores HDR	33
3.1.2. Aisladores LRB	41
3.2. Características para la modelación bilineal	48
3.2.1. Para aisladores HDR	49
3.2.2. Para aisladores LRB	50
3.3. Requerimientos generales para el sistema de aislación	50
3.4. Recomendaciones de diseño adicionales	58
CAPÍTULO IV: ESTRUCTURACIÓN, MODELADO Y CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA	60
4.1. Descripción del proyecto	60
4.2. Criterios de estructuración	72
4.3. Predimensionamiento de los elementos estructurales	78
4.3.1. Predimensionamiento de losas	78
4.3.2. Predimensionamiento de vigas	79
4.3.3. Predimensionamiento de columnas	80

4.3.4.	Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna.....	81
4.4.	Consideraciones para cargas.....	82
4.5.	Metrado de cargas en la estructura	82
4.5.1.	Metrado para Losas	83
4.5.2.	Metrado para Vigas.....	83
4.5.3.	Metrado para Columnas	84
4.5.4.	Metrado de peso por metro cuadrado	85
4.6.	Modelamiento inicial de estructura aislada	86
CAPÍTULO V: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....		88
5.1.	Diseño empleando Aisladores LRB	92
5.2.	Diseño empleando Aisladores HDR	95
5.3.	Corroboración de diseño y comprobación de estructura.....	99
5.4.	Modos, períodos y masas participantes.....	106
CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA.....		108
6.1.	Diseño de losas de la estructura.....	108
6.1.1.	Losas Aligeradas Unidireccionales.....	108
6.1.2.	Losas Aligeradas Bidireccionales.....	124
6.1.3.	Losas Macizas.....	128
6.2.	Diseño de vigas de la estructura.....	130
6.2.1.	Diseño por flexión y cortante de vigas sismorresistentes	130
6.2.2.	Diseño por flexión y cortante de vigas secundarias y que no soportan efectos sísmicos	133
6.2.3.	Longitudes de corte y empalmes para vigas	134
6.3.	Diseño de columnas de la estructura	135
6.4.	Diseño de cimentación de la estructura.....	139
6.4.1.	Diseño por corte y flexión de la losa de cimentación.....	140
6.4.2.	Diseño de las vigas de cimentación.....	142
6.5.	Diseño de elementos secundarios.....	143
6.5.1.	Diseño de muros de sótano	143
6.5.2.	Diseño de escaleras.....	146
6.5.3.	Diseño de cisterna y tanque elevado	148
6.5.4.	Losa de Aislación	152
6.5.5.	Diseño de muros no estructurales	154
CONCLUSIONES		157
RECOMENDACIONES.....		158
BIBLIOGRAFIA		159

CAPÍTULO I: ALCANCES Y OBJETIVOS

1.1. Generalidades

Vienen siendo ya varios años desde que se empezó a tomar en cuenta la inclusión de sistemas de aislación en proyectos de edificación de importancia como alternativa a los diseños sismorresistentes convencionales, pudiendo aumentar considerablemente el nivel de operatividad, funcionalidad y seguridad para casos de emergencia, cambiando las características dinámicas de la estructura hacia un mejor desempeño.

Nuestro país siempre presentará eventos sísmicos, esto debido a que está localizado sobre una falla geológica, más específicamente por causa del proceso de subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana, por el cual existirán sismos de gran magnitud y relevancia cada cierto tiempo de manera inevitable. Por supuesto está en nosotros el desarrollar y aplicar formas de control y mitigación de daños a las estructuras para así reducir las consecuencias provocadas por un sismo severo, proveyendo a las estructuras de las características necesarias para poder soportar eventos de este tipo, ya sea con sistemas de aislación sísmico u otros métodos de control.

La utilización de aislación basal en una estructura dirigida a edificaciones de índole común, cuya falla no contrae peligros adicionales ni pérdida de patrimonio valioso, está orientada principalmente a evitar daños resaltantes durante un sismo severo y no tener necesidad de un costo de mantenimiento y reparación extra en la estructura, diferencia económica que justifica su empleo y que elimina la diferencia en cuanto a costos iniciales se refiere respecto de una estructura diseñada de manera convencional.

La presente tesis se centra en el diseño de un edificio multifamiliar implementando aisladores elastoméricos para la protección sísmica de la edificación, de los que actualmente se tiene gran cantidad de datos por ensayos y se han utilizado en buena cantidad de proyectos siendo este el tipo de aislador más común. Claro está que existen distintos tipos de aisladores, tales como son los aisladores de péndulo friccional (FPS) o los de triple péndulo, en los que se deben de utilizar análisis dinámicos no-lineales, además de modelar de forma precisa la constitutiva no-lineal del apoyo debido a que permiten fenómenos no-lineales como el levantamiento e impacto entre estos y la estructura, criterios de diseño que son justificables sólo si se desea una alta prioridad a la protección de contenidos, funcionalidad e inversión de la estructura, caso que no se presenta en este proyecto debido a que se trata de una edificación de menor categoría y que no presenta una alta irregularidad estructural.

La inserción del sistema de aislación se realizará en base a normativas extranjeras como guías y se adecuará en lo posible con las actuales reglamentaciones y procedimientos de diseño del país, tomando también en cuenta las características y parámetros de sitio junto con las restricciones dadas por la arquitectura de la edificación.

1.2. Objetivos

- a) Realizar la estructuración de una edificación multifamiliar empleando aisladores sísmicos elastoméricos, diseñando el sistema de aislación en función del código americano ASCE/SEI 7-10 adecuando los parámetros de diseño para un ámbito nacional y tomando como guías las recomendaciones del NEHRP (FEMA P-750) y la norma NCh 2745 de Chile.
- b) Realizar el análisis de la estructura para la verificación y posterior diseño empleándose distintos softwares de análisis, finalizando con el dibujo de los planos estructurales de la edificación aislada.

1.3. Alcances y metodología

Se espera impulsar el interés en la aplicación de sistemas de aislación en el sur del país a la vez que se promueva la realización de proyectos de investigación a lo largo del Perú para poder disponer de una normativa propia de análisis y diseño de edificios con Aislación Sísmica.

Para este proyecto de tesis se escogerá programas de análisis de estructuras como ETABS y SAP2000 para realizar el modelamiento de la estructura con aislamiento en la base, tomando como objetivo principal el levantamiento de una estructura que funcione acorde las normativas con el sistema de aislamiento propuesto.

Se analizará la estructura en base a parámetros determinados por la modificación de la normativa americana ASCE 7-10 como está indicado en la última E.030, tomando en cuenta también otras normativas tales como la NCH2745 de Chile y las recomendaciones del FEMA P-750 para así presentar el diseño de la estructura aislada.

Por último, se realizará un análisis con las principales propiedades del diseño de la edificación junto a observaciones con respecto a la metodología empleada para el desarrollo del diseño y el dibujo de los planos estructurales.

CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Antecedentes e Historia Generales

La aislación sísmica es una técnica que ha sido usada alrededor del mundo para proteger distintas estructuras, componentes no estructurales y contenido de importancia de los efectos que traen los sismos; ésta consiste en cambiar el periodo fundamental de una estructura a uno de mayor duración colocando dispositivos de aislación flexibles horizontalmente en la base de la estructura para desacoplarla físicamente del suelo.

Este cambio de periodo se traduce en una reducción de las aceleraciones basales y de las demandas de derivas en los entresijos de la superestructura (estructura por encima del sistema de aislación) en comparación con una estructura convencional sin aislación. Las menores demandas permitirán a la superestructura permanecer elástica o casi elástica, además de minimizar la probabilidad de daño a componentes no estructurales, equipo sensible al movimiento u otros objetos de importancia. La reducción simultánea en aceleraciones y la demanda de derivas lograda con mecanismos de aislación sísmica hace de este uno de los métodos más efectivos para lograr edificaciones completamente operacionales tras eventos sísmicos.

El concepto de aislamiento sísmico data de hace más de un siglo, siendo practicadas solo en Estados Unidos desde las últimas tres décadas. El primer registro de aislamiento sísmico fue en 1870 en San Francisco para un soporte de tipo esfera rodante de doble curvatura descrito como “Edificio a prueba de sismo” el cual es similar a los actuales soportes tipo péndulo friccional de doble curvatura.

En 1985, el Foothill Communities Law and Justice Center de California fue el primer edificio construido con aislamiento en los Estados Unidos con 98 aisladores tipo HDR (High Damping Rubber) y a partir de 1980 se ha incrementado exponencialmente su uso en países como Japón y China. La aislación sísmica se ha convertido en una realidad práctica en los últimos 20 años con el desarrollo de soportes elastoméricos multicapa, los cuales están fabricados por conexiones vulcanizadas de capas de goma a láminas de acero reforzado; estos soportes son muy rígidos en la dirección vertical pudiendo soportar la carga vertical del edificio y permitiendo desplazamiento lateral debido a la flexibilidad en el sentido horizontal bajo fuertes movimientos del suelo. El primer uso de un sistema de aislación de goma para proteger una estructura fue en 1969 para una escuela primaria en Skopje, Yugoslavia, una estructura de concreto de tres pisos diseñado y construido por ingenieros suizos por un sistema conocido como Full Base Isolation-3D que consistían en bloques de goma sin refuerzo alguno. Es debido a las placas metálicas que los soportes son muy rígidos verticalmente, estos no son afectados por el tiempo y son resistentes a la degradación por el ambiente.

La primera institución en los Estados Unidos en conducir un estudio de factibilidad usando soportes de goma como aisladores basales para defender edificios de sismos severos fue The Earthquake Engineering Research Center (EERC), conocido ahora como Pacific Engineering Research Center de la Universidad de California en Berkeley en 1976.

Ahora la aislación de base es ampliamente aceptada en los Estados Unidos y Japón, con un menor número de edificaciones aisladas en Nueva Zelanda e Italia, principalmente empleado para edificios importantes y grandes. Proyectos de demostración que aplican sistemas de aislación de bajo costo para edificios de vivienda han sido realizados en Chile, China, Indonesia y Armenia.



Figura 1. Ilustración de Edificación con Aisladores

La forma en que se protege la estructura mediante aisladores, ha llevado a realizar investigaciones y trabajos relacionados con la dinámica en estructuras aisladas y con las mecánicas de los aisladores, llevando consigo parámetros, normas y directrices para el diseño de estructuras con sistemas de aislación. Muchos países ahora están formulando códigos de diseño para estructuras aisladas.

Los códigos de diseño de Estados Unidos han estado en uso desde 1986 y el proceso de escritura de estos ha sufrido una evolución estable a través de series de códigos que empezaron principalmente basados en métodos de equivalencia estáticos, los cuáles fueron considerablemente cambiados hasta volverse a la versión de 1991 del Uniform Building Code (UBC), "Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures". La versión de 1997 del UBC es un código demasiado complejo basado principalmente en métodos dinámicos de diseño.

El código de la Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC) de 1986 fue simple y sencilla a propósito, con el intento de usar esta tecnología, pero mientras el código evolucionaba se iba volviendo más complejo, y ahora esto constituye uno de los mayores impedimentos de la implementación de la aislación basal en los Estados Unidos.

El uso de aislación para diseño sismorresistente es seguido muy activamente en Japón, con la finalización del primer gran edificio de base aislada en 1986 hasta el incremento de cerca de 10 edificios aislados por año en 1990 y 1991. El ritmo de construcción de estructuras con aislación descendió a cerca de 4 o 5 por año debido a un decaimiento de la economía y para el tiempo del terremoto de Kobe en enero de 1995 el número permaneció cerca de los 80. Antes de 1995 existían 85 edificios aislados en Japón, 35 de los cuales eran de propiedad de constructoras, centros de investigación, o de fabricantes de aisladores. Existían cerca de 600 edificios aislados en Japón para 1998 y 40 en Estados Unidos con promedios de altura cercanos a los 4 o 5 pisos antes de 1995, el promedio de pisos pasó a ser mayor de 8 pisos después del 2000.

A pesar de los recientes avances en la investigación de la aislación de base en edificios, la aplicación de esta tecnología alrededor del globo sigue siendo impedida por actitudes sobre-conservativas. Por ejemplo, mientras que las disposiciones para sistemas aislados están presentes en los últimos códigos de diseño, los requerimientos son tan conservativos que las potenciales ventajas del uso de aisladores de base se pierden. Cuánto más edificaciones aisladas existan en una zona de riesgo sísmico, los ingenieros podrán aprender más acerca del comportamiento de estas estructuras y será posible reducir los grados de conservación que existen actualmente en el diseño de estas edificaciones.

Una vez haya suficiente información detallada acerca del comportamiento de estructuras con aislamiento en sismos severos, el siguiente paso es una modificación de los códigos para edificios con base fija y aislada con una normativa en común, basada en el riesgo sísmico y en el rendimiento estructural, tomando en cuenta una relación económica apropiada para esta tecnología.

Para cada tipo de sistema de aislación es importante el desarrollo de estabilidad a largo plazo de las características mecánicas de los aisladores y los materiales que los componen. El rendimiento a largo plazo de aisladores puede ser desarrollada mediante inspección de estructuras con aislación ya existentes y de ensayos constantes, de los que los sistemas elastoméricos cuentan desde hace ya 40 años y con un record de rendimiento satisfactorio establecido.

Una estructura diseñada de manera convencional que sea de carácter esencial o de importancia puede presentar daños a corto plazo en elementos estructurales y no estructurales que puedan ser posteriormente reparados, así como también existe daño en el contenido que albergan, ya sean estos de carácter vital como equipos de hospital u otros que se paralizarían en sus operaciones.

Estas situaciones son aceptables dentro de los criterios actuales de las normas técnicas pero que a diferencia de los sistemas aislados incluyen pérdidas económicas debido a detenciones de operación y de procesos productivos tras sismos severos, que posteriormente se van compensando con el costo extra que implica un sistema aislado.

En el Perú no se cuenta aún con normativas técnicas dirigidas al análisis y diseño de estructuras con aislación sísmica adaptadas a la realidad sísmica del país, que permita al ingeniero trabajar con un estándar mínimo de diseño y que esté presente como respaldo para la construcción de estas estructuras, por lo tanto, se utilizarían normativas extranjeras como la NCH2745 basadas en la UBC de 1997 junto a algunas otras disposiciones como las del FEMA como guías.

En el mundo existen numerosos proveedores de aisladores sísmicos entre los que se encuentran André (Inglaterra), Bridgestone (Japón), Skellerup-Oiles (Nueva Zelanda), DIS (Estados Unidos) y Vulco (Chile) los cuales disponen de un amplio catálogo de aisladores, realizados con ensayos realmente exigentes que permiten garantizar las propiedades de amortiguamiento y rigidez de los aisladores, por lo menos para unos 50 años de vida útil.

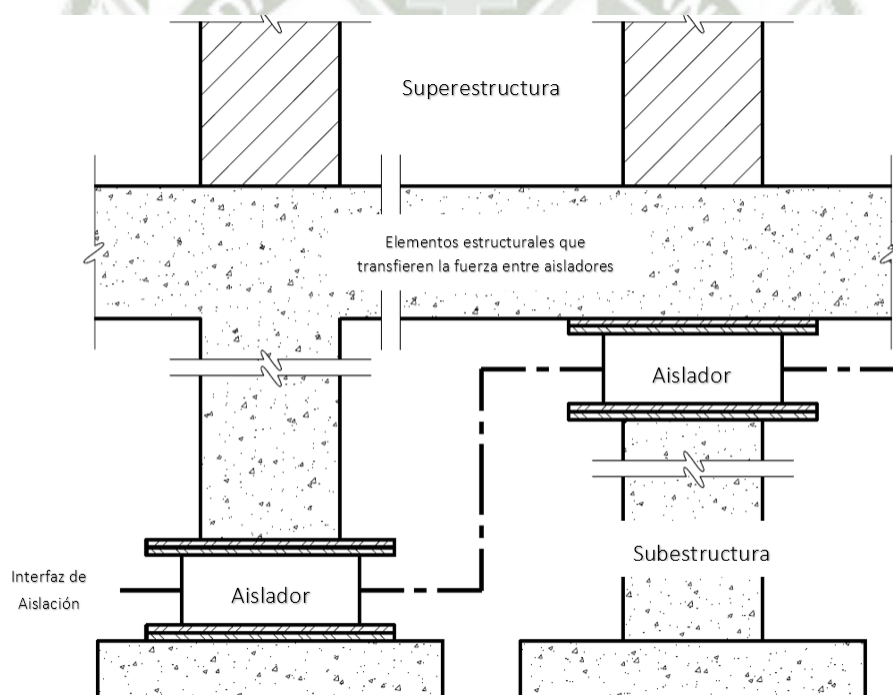


Figura 2. Ilustración de la Interfaz de Aislación

Actualmente los soportes de goma son aisladores efectivos debido a que pueden ser fabricados sin mucho esfuerzo y a medida para cada proyecto; pueden sobrevivir al paso del tiempo, son resistentes a la degradación ecológica y se les puede añadir un núcleo de plomo para aumentar su capacidad de amortiguamiento, como también su capacidad de carga.

2.2. Dispositivos de Aislación - Tipos y Propiedades Mecánicas

Los sismos causan fuerzas inerciales proporcionales al producto de la masa del edificio y las aceleraciones basales del sismo. Al incrementarse las aceleraciones, la capacidad de resistencia del edificio también debería incrementarse para poder evitar daño estructural, pero no es práctico continuar incrementando la resistencia indefinidamente. En zonas de alta sismicidad las aceleraciones causan fuerzas en el edificio que pueden exceder una o incluso 2 veces la aceleración de la gravedad “g”. Es fácil visualizar la resistencia requerida para este nivel de carga, ya que el resistir 1 g significa que el edificio puede ser echado y resistir sin daño las cargas por gravedad.

El diseño para este nivel de resistencia no es fácil, ni mucho menos barato. Por lo tanto, la mayoría de los códigos permite a los ingenieros usar la ductilidad para conseguir la capacidad. La ductilidad es el concepto de permitir elementos estructurales deformarse más allá de su límite elástico de manera controlada. Más allá de este límite, los elementos se ablandan y los desplazamientos incrementan sólo con un pequeño aumento de fuerza por lo que diseñar con estas características conlleva a elegir una de dos opciones:

- Continuar incrementando la resistencia elástica. Esto es caro y para edificios conlleva a grandes aceleraciones de piso. La mitigación del daño estructural por fortalecimiento puede causar más daño a los contenidos que si tuviese menos refuerzo.
- Limitar la resistencia elástica y detallarla para ductilidad. Este enfoque acepta daño a elementos estructurales, los cuales tal vez no puedan ser reparables.

Los sistemas de aislación de base toman el enfoque contrario, estos intentan reducir la demanda en vez de incrementar la capacidad. No podemos controlar el sismo en sí, pero podemos modificar la demanda que produce en la estructura previniendo los movimientos que se transmiten de la cimentación a lo alto de la estructura. Por lo que la principal razón para usar aisladores es para mitigar efectos sísmicos tomando en cuenta que actualmente es la herramienta más poderosa en la ingeniería sismorresistente dentro de los sistemas de control de vibraciones pasivo. Los sistemas de aislación trabajan con el principio de aislar una masa rígida desde una estructura con soportes flexibles, escogiendo los aisladores basados en las características estáticas y dinámicas determinadas en experimentos de laboratorio. Estas características son necesarias para el análisis de vibraciones por lo que algunas de estas son las siguientes:

Capacidad de carga y tamaño de los soportes de goma: Para la mayoría de tipos de soportes el tamaño aumenta conforme se incrementa la carga vertical, pero en este caso la altura o el radio permanecen constantes independientemente de la carga vertical. Esto se debe a que en determinadas etapas todos los aisladores son sujetos al mismo desplazamiento y se toma en cuenta el tamaño en base a la carga que soportan en conjunto.

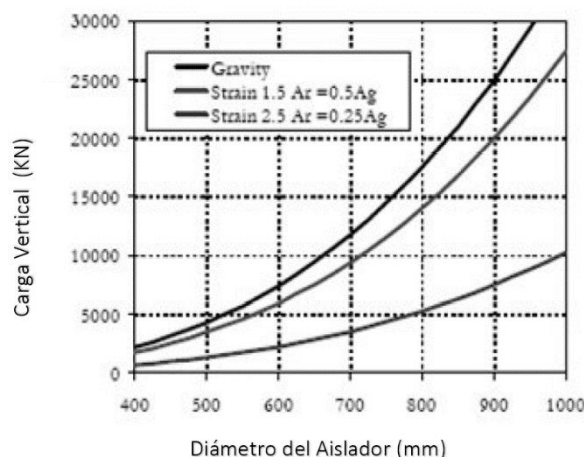


Figura 3. Relación de carga vertical de aislador respecto al diámetro

Absorción: Las sacudidas originadas debido a sismos pueden controlarse si se introduce sistemas de aislación con mayor amortiguamiento. Un aislador de gran amortiguamiento de goma provee de un sustancial nivel de amortiguamiento a través de disipación de energía por histéresis. Histéresis se refiere al rango entre curvas de carga y descarga bajo un movimiento cíclico cuya área encerrada es la energía disipada por ciclo.

Durabilidad bajo cargas cíclicas: Los aisladores permanecen más o menos estables bajo cargas cíclicas. Resultados de pruebas aplicadas de desplazamientos cíclicas a un aislador de goma muestran que a una velocidad equivalente a la del evento sísmico el factor de fricción permanece estable.

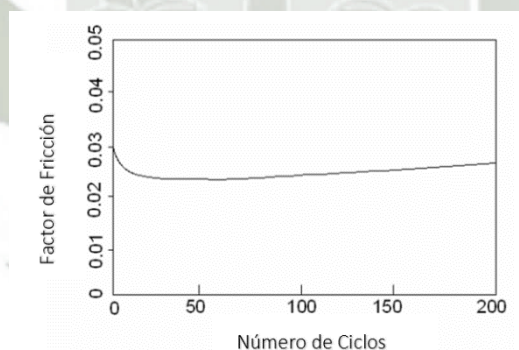


Figura 4. Estabilidad bajo cargas cíclicas de un aislador

Cualquier sistema de aislación busca concentrar en él, la deformación impuesta por el suelo filtrando el movimiento que se transmite a la superestructura, por lo que la estructura aislada tendrá un modo fundamental de vibración del que se presenta generalmente dos frecuencias modales traslacionales asociadas a este, una frecuencia torsional relacionada al modo aislado torsional y los modos superiores de la estructura serán similares a los modos de deformación de la estructura sin restricción en su base.

2.2.1. Tipos de Aisladores Elastoméricos

Existen 2 tipos principales de aisladores elastoméricos de goma, los Lead Rubber Bearing (LRB) y los High Damping Rubber Bearing (HDRB).

2.2.1.1. Lead Rubber Bearing - LRB

Este tipo de soportes elastoméricos consisten en delgadas capas de caucho natural de bajo amortiguamiento y láminas de acero en capas alternadas junto a un cilindro de plomo acomodado firmemente en un agujero en el centro del soporte para poder deformarse a cortante. El LRB fue inventado en Nueva Zelanda en 1975 y ha sido usado extensamente en Nueva Zelanda, Japón y Estados Unidos. Las láminas de acero en el soporte fuerzan al plomo a deformarse a cortante.

Este soporte provee una fuerza de restauración elástica y así, de acuerdo a la selección del tamaño del cilindro de plomo, se produce la cantidad requerida de amortiguamiento. El rendimiento de LRB se mantiene durante repetidos eventos sísmicos, con adecuada durabilidad y confiabilidad.

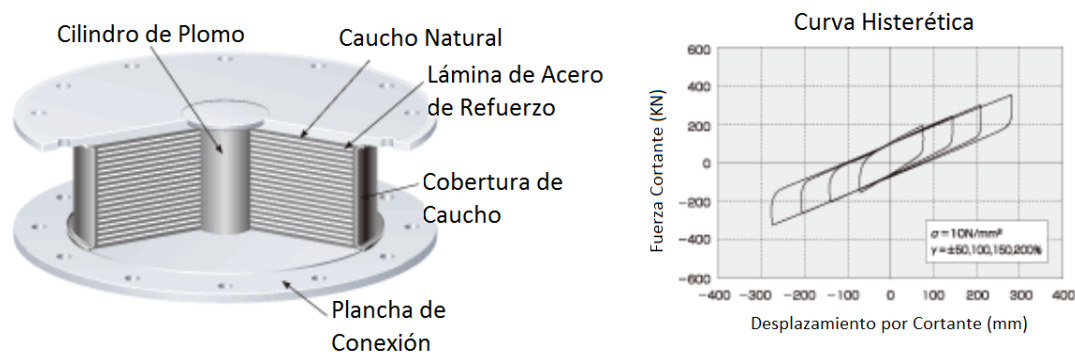


Figura 5. Ilustración de un Aislador LRB junto a su curva histerética típica

Los LRB vienen principalmente en 2 formas, una es la convencional circular y la otra es cuadrada. Las funciones básicas permanecen siendo las mismas, aunque el cambio en su forma tiene ventajas ya sea económica, de tamaño reducido, estabilidad o capacidad de mayores deformaciones.

El plomo en el soporte se deforma con un esfuerzo de cerca de 10 MPa, proveyendo al soporte con una respuesta bilineal. El plomo debe encajar muy ajustadamente en el soporte elastomérico debido a que la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo son dependientes del desplazamiento, por lo que es importante establecer los desplazamientos para los cuales un valor de amortiguamiento es requerido.

2.2.1.2. High Damping Rubber Bearing - (HDRB)

HDRB es uno de los tipos de soporte elastomérico que consiste en delgadas capas de caucho de alto amortiguamiento y láminas de acero colocados en capas alternadas. La rigidez vertical de los soportes es cientos de veces la horizontal debido a la presencia de láminas internas de acero. La rigidez horizontal del soporte es controlada por el bajo módulo de corte del elastómero mientras que las placas de acero proveen de alta rigidez vertical a la vez que previene el hinchado del caucho. La alta rigidez vertical del soporte no tiene efecto sobre la rigidez horizontal, y el amortiguamiento de este se incrementa añadiendo carbón extra fino, aceites, resinas u otros rellenos. Las características dominantes del sistema HDRB son las acciones paralelas de elasticidad lineal y amortiguamiento viscoso. El amortiguamiento en el aislador no es ni histerético ni viscoso, sino más bien algo intermedio.

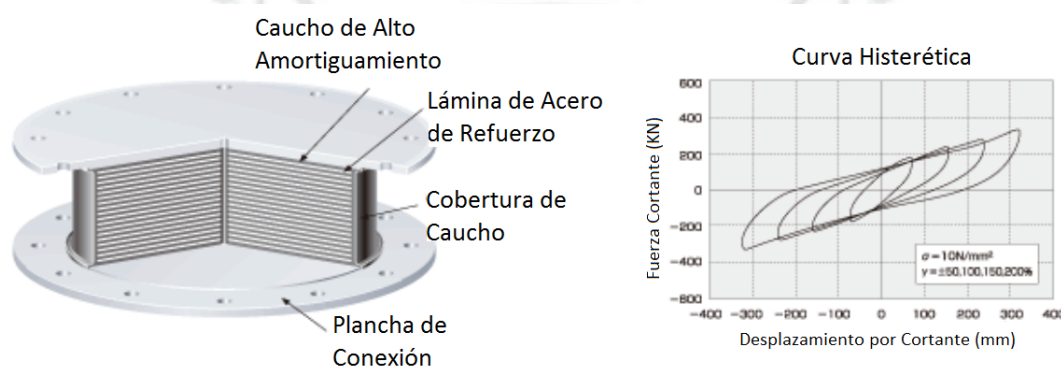


Figura 6. Ilustración de un Aislador HDRB junto a su curva histerética típica

El desarrollo de un caucho natural compuesto con la suficiente amortiguación inherente para eliminar la necesidad de elementos de amortiguación suplementarios fue logrado en 1982 por el Malaysian Rubber Producers Research Association (MRPRA) del Reino Unido. El amortiguamiento se aumenta a niveles de entre 10 y 20% al 100% de deformación de corte, con los niveles más bajos correspondientes a baja dureza (50-55 durómetro) y un módulo de corte cercano a 0.34 MPa, mientras que los niveles más altos de dureza (70-75 durómetro) con un módulo de corte de 1.40 MPa. Los métodos de vulcanización, unión y construcción de los aisladores no cambian.

El material es no-lineal a deformaciones por corte menores que 20% y se caracteriza por altas rigideces y amortiguaciones, el cual tiende a minimizar la respuesta bajo carga de viento o sísmica de baja intensidad. Entre los rangos de 20 a 120% en deformación por cortante el módulo es bajo y constante. En deformaciones grandes el módulo se incrementa debido a procesos de cristalización por deformación en el caucho que es acompañada por un incremento en la disipación de energía.

Este aumento en rigidez y amortiguamiento en grandes deformaciones puede ser explotado para producir que en un sistema que es rígido para pequeñas solicitaciones,

pueda ser lineal y flexible para solicitaciones de diseño y pueda limitar desplazamientos bajo solicitaciones que exceden las de diseño que no sean anticipadas.

El amortiguamiento en los aisladores no es ni viscoso ni histerético, ya que en un elemento viscoso puramente lineal la disipación de energía es cuadrática al desplazamiento, mientras que en un sistema histerético se tiende a ser lineal con respecto al desplazamiento.

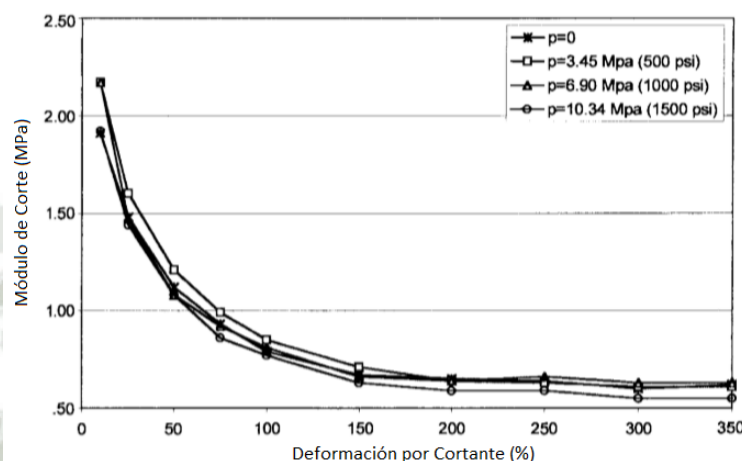


Figura 7. Relación de desplazamiento respecto al módulo de corte en aislador

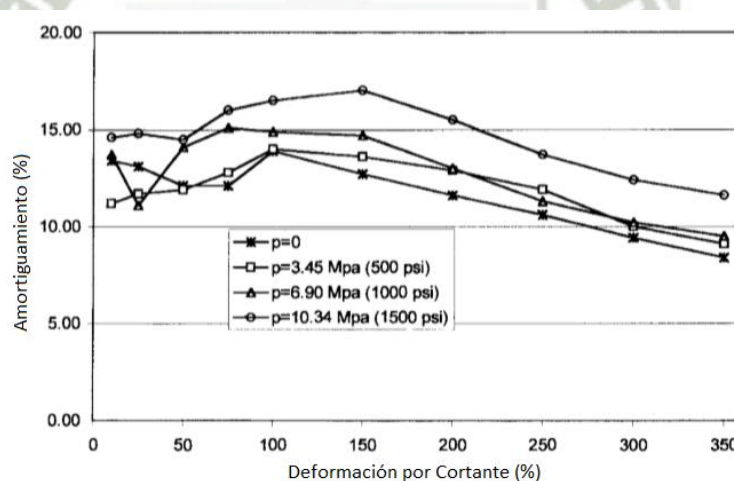


Figura 8. Relación de amortiguamiento de un aislador frente a desplazamientos

Numerosas pruebas en distintos tipos de aisladores de caucho demuestran que la energía disipada por ciclo es proporcional al desplazamiento por alrededor de un valor de 1.5. Esta característica puede ser explotada de forma que sea posible modelar la respuesta del soporte, el cual combina elementos elasto-plásticos y viscosos lineales. Como otra ventaja del sistema con HDRB es que provee de cierto grado de reducción de vibraciones del ambiente, los aisladores actuarán para filtrar altas frecuencias verticales causadas por el tráfico u otros.

2.2.2. Parámetros Mecánicos de los Aisladores

Generalmente los procesos de diseño de sistemas de aislación empiezan a partir de información provista por el fabricante o por proyectos anteriores para poder estimar el desplazamiento máximo del sistema y valores como la deformación por corte para determinar la cortante basal, estabilidad de los aisladores, y posibilidad de levantamiento. Una vez el proceso de diseño preliminar está completado, se hará correr en un programa para determinar si necesita o no ser modificado. En orden de minimizar el número de iteraciones en el diseño, habrá que hacer un buen diseño preliminar.

Las características mecánicas de los soportes multicapa elastoméricos han sido estudiados por muchas décadas, y mientras análisis exactos usando técnicas no lineales han sido un tanto dificultosos, las predicciones simples basadas en teorías elásticas han sido desarrolladas por muchos investigadores y verificadas por ensayos de laboratorio mediante análisis por métodos de elementos finitos.

Entre las propiedades más importantes tenemos a la rigidez horizontal:

$$K_H = \frac{GA}{H_r}$$

G : Módulo de rigidez a corte del elastómero

A : Área de sección completa

H_r : Altura total de la goma

El desplazamiento máximo D está relacionado con la deformación por corte o angular máxima y por:

$$\gamma = \frac{D}{H_r}$$

La rigidez vertical K_z y la rigidez a flexión expresado como EI , por analogía con la teoría de vigas, se dan también por una teoría elástica lineal simple y se necesitan para diseñar un soporte.

Un criterio de diseño importante es la frecuencia vertical de vibración del sistema, del que generalmente se escoge un aislador que produzca una frecuencia superior a 10 Hz.

Para predecir la frecuencia vertical del soporte solo es necesario analizarlos bajo una carga muerta específica en el que un análisis lineal es el más adecuado. Una propiedad muy importante a analizar es el comportamiento de pandeo del aislador, en el que la respuesta del aislador comprimido por momentos flectores es necesario.

La rigidez a flexión puede ser comprobada desde una extensión del mismo análisis hecho para determinar la rigidez vertical.

$$K_z = \frac{E_c A}{H_r}$$

El valor de E_c representa el módulo de compresión instantáneo del conjunto goma-acero, que para una sola capa de goma es controlada por el factor de forma S , definido como:

$$S = \frac{\phi}{4t}$$

ϕ : Diámetro del aislador

t : Espesor de las láminas de goma

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6G_{ef}S^2} + \frac{4}{3K} \right)$$

Del cual:

K : Módulo de compresibilidad de la goma (2000 MPa)

G_{ef} : Módulo secante efectivo de la goma

Por lo que para comprobar si la frecuencia vertical de vibración en un aislador es mayor de 10 Hz, se tiene una razón de frecuencia vertical y lateral aproximada igual a:

$$\frac{f_v}{f_H} = \sqrt{\frac{E_c}{G}}$$

f_v : Frecuencia vertical

f_H : Frecuencia horizontal

También se debe comprobar la deformación axial junto a las deformaciones debidas a las deformaciones angulares γ del aislador.

2.2.2.1. Propiedades de los aisladores LRB

La fuerza de histéresis o capacidad Q máxima para el estado elástico del aislador con una deformación de cero, se puede aproximar mediante:

$$Q = A_p \tau_y$$

A_p : Área del núcleo de plomo

τ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo (10 a 14 MPa dependiente de la velocidad sísmica)

Generalmente la rigidez post-fluencia k_p del aislador es mayor que la rigidez de la goma sin el plomo. Por lo que se toma:

$$k_p = f_L \frac{GA_r}{H_r}$$

f_L : Factor de corrección (aproximadamente 1.15)

G : Módulo de corte de la goma

A_r : Área de la goma del aislador

H_r : Altura total de la goma

Los soportes con núcleo de plomo son modelados siempre como elementos bilineales con sus características basadas en 3 parámetros: k_1 , k_p , y Q . La rigidez elástica k_1 es difícil de medir y usualmente se toma como un múltiplo de k_p que es la rigidez post-fluencia, el cuál puede ser estimado de manera certera desde el módulo de corte de la goma y el diseño que tenga el soporte. La fuerza de histéresis Q es la intersección de la curva de histéresis con el eje de la fuerza y se estima con precisión desde el esfuerzo de fluencia del núcleo de plomo y su respectiva área.

La rigidez efectiva o secante k_{ef} de un soporte LRB, basado en el concepto de carga máxima a carga máxima, decrece con el desplazamiento constantemente. Y en términos de los parámetros básicos k_1 , k_p y Q se da por:

$$k_{ef} = k_p + \frac{Q}{D}$$

En: $D \geq D_y$

D : Desplazamiento máximo

D_y : Desplazamiento de fluencia

* Estos parámetros se obtienen de ensayos y el proveedor suele darlos.

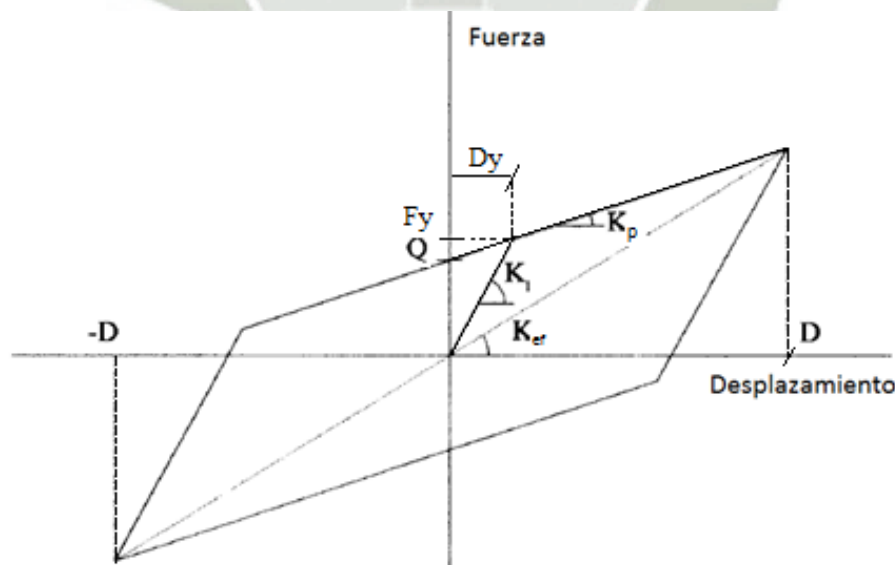


Figura 9. Parámetros encontrados en una curva de histéresis

El ciclo de fuerza-deformación de un LRB se puede representar con un comportamiento bilineal. El modelo requiere de la definición de tres parámetros: la fuerza de fluencia F_y , la rigidez post-fluencia k_p y el desplazamiento de fluencia D_y .

Se tiene como regla práctica tomar a la rigidez inicial del aislador entre 6.5 y 10 veces su rigidez post-fluencia. Por lo tanto, conocido el desplazamiento de fluencia, la fuerza de fluencia es:

$$F_y = Q + k_p D_y$$

Del cual:

$$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_p} = \frac{Q}{(6.5 \text{ a } 10)k_p - k_p} = \frac{Q}{(5.5 \text{ a } 9)k_p}$$

La energía disipada por ciclo E_{di} se toma como el área dentro del lazo de histéresis del aislador y el valor de Q se utiliza como parámetro de respuesta al amortiguamiento y a las cargas del servicio del aislador.

Para hallar el amortiguamiento efectivo β_{ef} del aislador para $D \geq D_y$ se tiene:

$$\beta_{ef} = \frac{E_{di}}{2\pi k_{ef} D^2}$$

En el que también se puede tomar a k_{ef} como sigue:

$$k_{ef} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|}$$

F^+ : Fuerza positiva de un aislador durante un ciclo

F^- : Fuerza negativa de un aislador durante un ciclo

Δ^+ : Desplazamiento positivo máximo durante cada ciclo en el aislador

Δ^- : Desplazamiento negativo mínimo durante cada ciclo en el aislador

2.2.2.2. Propiedades de los aisladores HDRB

Los sistemas de aislamiento con HDRB emplean materiales especiales de goma que les permite alcanzar valores de razón de amortiguamiento de 0.10 y 0.20 para deformaciones angulares de $\gamma = 2$ aproximadamente. Usualmente para analizar estructuras con HDRB, la constitutiva fuerza-deformación se modela como un sistema bilineal y que tiene propiedades dependientes de la razón de amortiguamiento efectivo

β_{ef} y el módulo de corte G para una deformación angular γ . Entonces la rigidez post-fluencia k_p se calcula como:

$$k_p = \frac{GA_r}{H_r}$$

La fuerza de histéresis o resistencia característica Q para deformación cero se expresa como:

$$Q = \frac{\pi\beta_{ef}k_pD^2}{(2 - \pi\beta_{ef})D - 2D_y}$$

De donde D_y se puede aproximar a un valor de entre $0.05 H_r$ y $0.1 H_r$, y la fuerza de fluencia del aislador F_y se puede estimar como $F_y = Q + k_p D_y$.

Estas expresiones se pueden escribir en términos de la rigidez efectiva k_{ef} descrita anteriormente como siguen:

$$Q = \frac{\pi\beta_{ef}k_{ef}D^2}{2(D - D_y)}$$

$$\beta_{ef} = \frac{E_{di}}{2\pi k_{ef} D^2}$$

$$k_{ef} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|}$$

Y en la que el módulo secante efectivo a corte de la goma resulta:

$$G_{ef} = \frac{k_{ef}H_r}{A_r}$$

2.3. Consideraciones y criterios de las distintas normativas

Las consideraciones buscan que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, a diferencia de las estructuras con base fija en las que se busca alcanzar un nivel de protección razonable para fallas de componentes estructurales importantes y que no haya pérdidas de vida sin hacer enfoque a limitar el daño y mantener las funciones en la estructura.

Actualmente la filosofía sismorresistente nos hace tomar en cuenta sólo una parte de las fuerzas laterales de diseño, por decir, un séptimo de la fuerza que sucedería al permanecer la estructura en estado elástico, por lo que se le provee de una ductilidad adecuada sin exceder demasiado el límite de fluencia del sistema, manteniendo estabilidad gravitacional sin fallas por desplazamiento o daño masivo.

El criterio de verificar analíticamente estructuras para un sismo máximo posible es para proveer de evidencia práctica que la estructura aislada es tan segura como la diseñada convencionalmente, necesario actualmente debido a la falta de evidencia que permita un criterio menos conservador.

2.3.1. Norma de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica chilena NCH2745: 2013

Esta norma establece requisitos de análisis y diseño de edificios basados en la adaptación del código Uniform Building Code de 1997 para compatibilizarse con la realidad sísmica chilena.

Entre sus términos se tiene que la rigidez vertical mínima es aquella en la que el aislador soporta una supuesta superestructura rígida con una frecuencia de vibración propia de 10 Hz.

Los desplazamientos laterales provocados por el sismo, ya sean de diseño o el máximo posible como se establece en la norma, excluyen el desplazamiento lateral por torsión natural y accidental, mientras que los desplazamientos totales los incluyen. El sismo de diseño SDI es aquel que tiene 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y el sismo máximo posible se puede considerar como el que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 100 años para zonas de alta sismicidad.

La presente norma utiliza un coeficiente numérico relacionado con la respuesta al sismo máximo posible M_M de 1.2 para todas las zonas, debido a la similitud de razones promedio entre aceleraciones máximas pertenecientes a valores del SMP y SDI en Chile. La elección de este parámetro es arbitraria, basados en aceleraciones máximas de estudios de riesgo por falta de mediciones de velocidad y desplazamiento del suelo para un SMP.

Las estabilidades de los elementos del sistema de aislación bajo cargas verticales se verifican para desplazamientos sísmicos laterales iguales al desplazamiento máximo total. En cuanto al factor de importancia I (equivalente al factor U de la NTE- E.030) de una edificación se debe considerar igual a 1.0, debido a que en una estructura aislada el verdadero nivel de demanda sobre la estructura es mucho más certero respecto de una estructura convencional y porque no tiene sentido el diferenciar entre categorías de edificaciones cuando el objetivo es lograr la funcionalidad después de un sismo.

Se debe considerar la mayor rigidez del sistema de aislación para determinar las fuerzas de diseño de la superestructura y la menor rigidez para cuando se determinen las deformaciones del sistema de aislación. Considerar además el efecto P- Δ dependiendo del sistema de anclaje del dispositivo con momentos adicionales entre P veces $\Delta/2$ (dos superficies de deslizamiento) y P veces Δ , siendo P la carga axial por sismo de diseño sobre el aislador y Δ el desplazamiento total de diseño. Las estructuras con aislación sísmica

deberían de diseñarse con modelos dinámicos lineales o no-lineales, pero en esta norma se establece como requisito un mínimo de fuerza y deformación resultados de un porcentaje de la demanda dada por fórmulas de análisis estático. Se da esto para proveer de seguridad en caso de que se diseñe de manera excesivamente no conservadora.

2.3.1.1. Análisis Estático

El análisis estático equivalente lateral se puede utilizar siempre que:

1. La estructura esté ubicada a más de 10 km de todas las fallas activas, aquellas que son consideradas capaces de generar sismos que puedan influir en el diseño de la estructura, en el que haya evidencia de desplazamientos de los últimos 10000 años.
2. La estructura esté ubicada en un tipo de suelo I o II. Cuya equivalencia cercana en la norma peruana serían los tipos S1 y S2.
3. La superestructura tenga menos de cinco pisos y altura menor de 20 m.
4. El periodo efectivo T_M (a desplazamiento máximo en la dirección considerada) de la estructura aislada sea menor o igual a 3.0 s.
5. El periodo efectivo T_D (a desplazamiento de diseño en la dirección considerada) de la estructura aislada sea mayor que tres veces el periodo elástico de base fija de la superestructura.
6. La superestructura sea de configuración regular.
7. Para el sistema de aislación debe cumplir lo siguiente:
 - La rigidez efectiva de aislación para el desplazamiento de diseño sea mayor a un tercio de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento de diseño, cuyo motivo es la limitación a sistemas de aislación sin mucha degradación de rigidez.

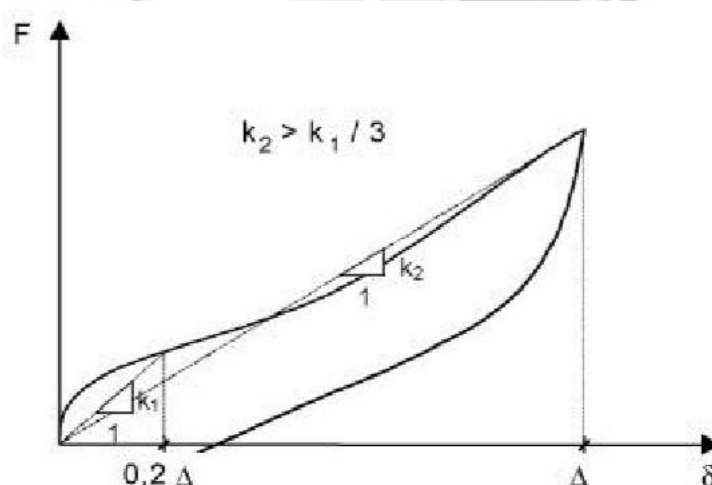


Figura 10. Limitación de la rigidez efectiva en un análisis estático

- El sistema de aislación tiene capacidad de producir una fuerza restitutiva lateral para el desplazamiento total de diseño D_{TD} de por lo menos 0.025 W (carga muerta sísmica total) mayor que la fuerza lateral para el 50% del D_{TD} , a menos que tenga la capacidad de mantenerse estable bajo carga vertical completa y admita un D_{TM} igual a 3.0 veces el D_{TD} .
- El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación independientes de la velocidad de carga, por lo que sistemas friccionales de aislación deberán analizarse por análisis tiempo-historia.
- El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de las cargas verticales y efectos de solicitaciones bidireccionales.
- El sistema de aislación debe alcanzar por lo menos más de M_M veces el D_{TD} , hasta el D_{TM} .

El sistema de aislación se debe diseñar para soportar desplazamientos sísmicos laterales considerando una superestructura rígida proveyendo así de una estimación conservadora, por lo que, actuando en los dos ejes de la estructura será como mínimo:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D}$$

D_D : Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislación.

B_D : Coeficiente de reducción o modificación de respuesta por amortiguamiento para el desplazamiento de diseño; factor de modificación que reconoce la dependencia con el periodo de vibración y la calidad del suelo de fundación, pudiéndose utilizar los datos por el UBC (más conservadora) o utilizar factores obtenidos de registros para cada tipo de suelo de otras fuentes para una realidad peruana.

Amortiguamiento Efectivo β_D o β_M (% de valor crítico)	Coeficiente B_D o B_M (NCH2745)
≤ 2	0.65*
5	1.00
10	1.37
15	1.67
20	1.94
25	2.17
30	2.38
≥ 50	3.02

Tabla 1. Coeficientes B_D y B_M encontrados en la NCH2745

* Valores menos conservadores que los del UBC97.

C_D : Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico de diseño. Se deberá utilizar algún valor de C_D de otra fuente que pueda adecuarse a zonificación peruana.

El periodo efectivo T_D de la estructura para un desplazamiento de diseño se determina en base a las características fuerza-deformación del sistema de aislación.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}}$$

k_{Dmin} : Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

El desplazamiento máximo del sistema de aislación, D_M , en la dirección más crítica se calcula:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M}$$

D_M : Desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislación.

B_M : Coeficiente de reducción o modificación de respuesta por amortiguamiento para el desplazamiento máximo, que en esta norma es igual a B_D .

C_M : Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo posible. Este valor es M_M veces C_D .

El periodo efectivo T_M de la estructura para un desplazamiento máximo es:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}}$$

k_{Mmin} : Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento máximo en la dirección considerada.

El desplazamiento total de diseño D_{TD} y el desplazamiento total máximo D_{TM} , de un sistema de aislación distribuido uniformemente no debe ser menor a:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

e : Excentricidad real, medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental de 5% de la dimensión máxima.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés perpendicular al eje de la solicitación sísmica.

d : Dimensión en planta más larga de la estructura.

b : Dimensión en planta más corta de la estructura perpendicular a d .

Estos valores de D_{TD} y D_{TM} pueden ser menores hasta 1.1 veces D_D y D_M respectivamente, siempre y cuando se demuestre con cálculos que el sistema de aislación resiste debidamente torsión, condición que no se aplica para sistemas de péndulos friccionales. El sistema de aislación, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben de diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , en el que R_b no debe ser mayor de 1.5 para la cimentación y los elementos bajo el sistema de aislación, e igual a 1.0 para el sistema de aislación, donde:

$$V_b = \frac{k_{Dm\acute{a}x} D_D}{R_b}$$

$k_{Dm\acute{a}x}$: Rigidez efectiva máxima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

R_b : Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la subestructura

La estructura por encima del sistema de aislación se debe diseñar para resistir una fuerza de corte V_s , en que R_s se debe basar en el sistema resistente para carga lateral de la superestructura, siendo 2 el valor máximo asegurando que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño.

$$V_s = \frac{k_{Dm\acute{a}x} D_D}{R_s}$$

R_s : Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la superestructura

Los valores de R_s en las tablas mostradas más adelante incluyen valores restrictivos en altura en base al sistema estructural del edificio, en esta norma y más detalladamente en la UBC97.

Sistemas estructurales	Descripción de los sistemas resistentes	R_s	$h_{m\acute{a}x}$ (m)
Pórticos	Acero estructural	2.0	35
	Hormigón armado	2.0	35
Muros de corte	Acero estructural	2.0	50
	Hormigón armado	2.0	50
	Albañilería Confinada	2.0	15
	Albañilería Armada	1.6	12
Sistemas arriostrados	Concéntricos	1.6	35
	Excéntricos	2.0	50
Estructuras en voladizo		1.4	10

Tabla 2. Valores del coeficiente de reducción R_s para cada sistema estructural

El valor de la fuerza lateral mínima V_b a nivel de la interfaz de aislación no debe ser menor que la fuerza de corte V_s , y este no debe ser menor a:

- La fuerza lateral sísmica para una estructura de base fija del mismo peso W y un periodo igual al de la estructura aislada T_D , considerando factor $U=1.0$ y $S=1.0$ para cualquier suelo al calcular el cortante basal mínimo según NTE-E.030.
- El esfuerzo de corte basal por cargas de viento.
- La fuerza lateral equivalente a 1.5 veces el nivel de fluencia del sistema de aislación, que para el caso de aisladores LRB es 1.5 veces las capacidades del núcleo de plomo Q .

El valor de V_s a nivel de la interfaz de aislación no necesita ser mayor al determinado por espectro elástico y se distribuye las fuerzas horizontales uniformemente aplicados sobre el centro de masa de cada nivel.

El desplazamiento relativo medido en el centro de masas no debe ser mayor que la altura de entrepiso por 0.002 tomando prioridad las demás normas (NTE E.030).

2.3.1.2. Análisis Dinámico

El análisis de respuesta espectral se puede utilizar para el diseño sólo si:

- La estructura se ubica en un tipo de suelo I, II o III, equivalentes al tipo S1, S2, S3 de la norma peruana.
- El sistema de aislación esté definido por los requisitos del sistema de aislamiento para un análisis estático.

El análisis de respuesta en el tiempo se puede utilizar para cualquier estructura con aislación sísmica y es obligatoria para aquellas que no cumplan con los criterios del análisis dinámico.

El desplazamiento total máximo D_{TM} y el desplazamiento de diseño D_{TD} no deberán ser menores al 80% del D_{TM} y el 90% del D_{TD} respectivamente calculados para análisis estático, por lo que los valores de D_D y D_M son reemplazados por D_D' y D_M' como sigue:

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

T : Periodo de la superestructura con base fija.

La fuerza de corte de diseño V_b no deberá ser menor al 90% de V_b calculado para análisis estático. La fuerza de corte de diseño V_s para una superestructura regular no debe ser menor a 80% de V_s para análisis estático ni menor a los límites antes expuestos, siendo posible considerar entre 80% y 60% si se realiza un análisis de respuestas en el tiempo. La fuerza de corte de diseño V_s para una superestructura irregular no debe ser menor a 100% de V_s para análisis estático ni menor a los límites anteriormente especificados, siendo posible considerar entre 100% y 80% si se realiza un análisis de respuestas en el tiempo para analizar la estructura.

Se deberá escalar hacia arriba los resultados si estos son menores a los mínimos esfuerzos de corte lateral especificados anteriormente para ambos tipos de análisis dinámicos, y para análisis de respuesta en el tiempo se deberá tomar el valor máximo de interés si son tres registros, a menos que sean siete o más por lo que en ese caso se tomará el promedio de estos.

Los efectos del sismo vertical en el diseño se deberán de considerar si el sistema de aislación está basado en péndulos friccionales y los espectros para sismos máximos posibles serán amplificados por M_M respecto al espectro de sismo de diseño.

Los espectros máximos posibles se usan para determinar el desplazamiento total máximo D_{TM} y las fuerzas por momentos volcantes para diseñar el sistema de aislación.

Se utilizará para los espectros de pseudo-aceleración un valor de $\beta=0.05$, para luego modificar los registros de manera que el promedio SRSS de la combinación de estos sea mayor que 1.17 veces el espectro del sismo de diseño (o el máximo) en el rango de periodos de $0.5 T_D$ y $1.25 T_M$. Se podrá utilizar modelos elásticos lineales en la estructura aislada si los componentes no lineales de la estructura se basan en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislación, y los elementos del sistema resistente son lineales para análisis de respuesta en el tiempo o modal espectral.

Para análisis de respuesta espectral se debe de dividir por el factor B_D al espectro de diseño en los modos fundamentales de vibración tomándose el menor valor entre este y el valor asociado a $\beta=0.30$, utilizándose valores coherentes de B_D para los demás modos con la razón de amortiguamiento de la superestructura supuesta fija al suelo.

Los desplazamientos totales de diseño y máximo D_{TD} y D_{TM} deben incluir un 30% de la excitación de su eje ortogonal de manera simultánea, dando como valor máximo la suma vectorial de los dos desplazamientos para cada instante, tomando la ubicación menos ventajosa del centro de masa para análisis espectral y respuesta en el tiempo.

La subestructura será diseñada una vez se demuestre que el 80% de la fuerza de corte sísmico se haya traspasado a los muros, diseñándose con las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor R_b y a la superestructura con R_s . Los cocientes de desplazamientos y alturas de piso para diseño por sobre y debajo del sistema de aislación máximos considerando los factores de reducción R_b y R_s para superestructuras o subestructuras, incluyendo la deformación horizontal por deformación vertical del

sistema de aislación no excederá de 0.0025 para análisis espectral y 0.0025. M_M en caso de análisis de respuesta en el tiempo.

Los efectos de segundo orden del desplazamiento lateral del sismo máximo posible de la estructura por sobre o debajo del sistema de aislación junto a las fuerzas de gravedad se deberá investigar cuando la razón entre el desplazamiento de entrepiso y la altura exceda de 0.004.

Se permitirá el levantamiento local de los aisladores siempre que las deformaciones resultantes no causen sobre esfuerzo o inestabilidad en los aisladores. El corte de diseño en los componentes de los aisladores como sus conectores se diseñan multiplicando el desplazamiento máximo D_M por la rigidez del aislador para el sismo máximo $k_{Mmáx}$ y para el cálculo de las fuerzas de diseño no se aplicarán factores de reducción. La separación entre la edificación aislada y muros de contención, el plano medianero u otros será mayor al D_{TM} . Las estructuras que no forman parte de edificaciones como los estanques de agua se diseñarán utilizando desplazamientos y fuerzas de diseño como fue mencionado anteriormente.

2.3.2.NEHRP Recommended Seismic Provisions FEMA P-750 – Comité ASCE/SEI 7-10.

Para las disposiciones del FEMA se reduce al diseño de la superestructura para fuerzas asociadas al sismo de diseño con un factor de $R_I = 3/8R \leq 2.0$ y con valor mínimo de 1.0, para el diseño de los sistemas de aisladores y la subestructura permanece invariable y a los aisladores para su diseño y ensayo, con fuerzas y desplazamientos debidas al sismo máximo posible. En cuanto a los análisis que se pueden aplicar para cierto tipo de condiciones tomando a P como permitido y NP como no permitido se tiene:

Condición del Sitio o Criterio de Configuración de Estructura	Análisis Estático	Análisis Modal Espectral	Análisis Tiempo- Historia
Condiciones de Sitio			
Suelo en condiciones Excepcionales	NP	NP	P
Parámetro ajustado al sismo máximo posible $S_1 \geq 0.6$ para aceleración espectral de respuesta tomando $1s^*$	P	P	
Configuración de la Superestructura			
Superestructura flexible o Irregular (altura > 4 pisos o 20m, $T_M = 3.0s$ o $T_D \leq 3T$)	NP	P	P

Superestructura no-lineal (Aislamiento basado en rigidez efectiva máxima del sistema para asumir los componentes no lineales)

NP

NP

P

Configuración del Sistema de Aislación

Sistemas de aislación altamente no lineales o sistemas que no cumplen con los requisitos de análisis estático (UBC97, ASCE7-10, NCH2745)

NP

NP

P

Tabla 3. Requisitos de utilización de análisis para una estructura

* Parámetro aplicado sólo para Estados Unidos, la NCH2745 toma esto como condición para que la estructura esté a más de 10 km de todas las fallas activas.

Los elementos del sistema de aislación serán diseñados para permanecer estables bajo las cargas verticales Q_E debidas al D_{TM} , resultantes de fuerzas sísmicas horizontales basados en las respuestas más altas del sismo máximo posible. La separación entre estructuras deberá ser mayor al D_{TM} .

A diferencia de la NCH2745, esta norma ya no lleva la restricción de tener como promedio SRSS de los pares de registros para análisis de respuesta en el tiempo, un valor mínimo a 1.17 entre los rangos de $0.5T_D$ y $1.25T_M$.

2.3.2.1. Análisis Estático o ELF

El Equivalent Lateral Force Procedure es un método que usa ecuaciones basadas en movimientos del suelo definidos por aceleraciones espectrales para un segundo de la ASCE/SEI 7-10 aplicables sólo en Estados Unidos, por lo que se buscará cambiar las fórmulas para un entorno local.

A diferencia de la anterior norma, el espectro para un sismo máximo posible debe ser por lo menos 1.5 veces el del espectro para sismo de diseño ($M_M = 1.5$) y la deformación máxima en la superestructura es de $0.010 h_{sx}$ (altura de piso) para un análisis estático.

El desplazamiento de diseño D_D , deberá ser para cada dirección de eje principal de la estructura en un sistema de aislamiento como:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$$

B_D : Factor de Amortiguamiento o Coeficiente Numérico relacionado al amortiguamiento efectivo para desplazamiento de diseño β_D , se encarga de convertir el 5% de la respuesta amortiguada al nivel de amortiguamiento del sistema de aislación.

Amortiguamiento Efectivo β_D o β_M (% de valor crítico)	Factor B_D o B_M (ASCE7-10)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 4. Factores B_D y B_M para norma ASCE/SEI 7-10

T_D : El periodo efectivo de la estructura para un desplazamiento de diseño.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}}$$

k_{Dmin} : Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

S_{D1} : Parámetro de respuesta de aceleración espectral del sismo de diseño para un periodo de 1s y amortiguamiento del 5%.

El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para desplazamiento de diseño, se calcula usando:

$$\beta_D = \frac{\sum E_D}{2\pi k_{Dmáx} D_D^2}$$

E_D : Energía disipada por ciclo, equivalente al área del lazo de histéresis para sismo de diseño a un desplazamiento D_D .

$k_{Dmáx}$: Rigidez efectiva máxima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

El desplazamiento máximo D_M , para un sistema de aislamiento en la dirección más crítica será:

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M}$$

B_M : Factor de Amortiguamiento o Coeficiente Numérico relacionado al amortiguamiento efectivo para desplazamiento máximo β_M , se encarga de convertir el 5% de la respuesta amortiguada al nivel de amortiguamiento del sistema de aislación.

T_M : El periodo efectivo de la estructura para un desplazamiento máximo.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}}$$

k_{Mmin} : Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento máximo en la dirección considerada.

S_{M1} : Parámetro de respuesta de aceleración espectral del sismo máximo para un periodo de 1s y amortiguamiento del 5%.

El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para desplazamiento máximo, se calcula usando:

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_{Mmax} D_M^2}$$

E_M : Energía disipada por ciclo, equivalente al área del lazo de histéresis para sismo máximo a un desplazamiento D_M .

k_{Mmax} : Rigidez efectiva máxima del sistema de aislación al desplazamiento máximo en la dirección considerada.

La fuerza cortante en la base por sismo de diseño V_b es conservadora debido a que k_{Dmax} lleva el máximo valor de rigidez frente a un desplazamiento D_D que toma su valor máximo al utilizar la mínima rigidez k_{Dmin} , por lo que implícitamente es una ecuación conservadora para el peor de los casos, y está dada por:

$$V_b = k_{Dmax} D_D$$

A este valor se le reduce por un factor R_I para el diseño de la superestructura:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_I}$$

Para el diseño usando el procedimiento ELF, la fuerza F_x debe distribuirse a cada piso de la estructura asumiendo un patrón de distribución lateral de triangulo invertido, a diferencia de la norma NCH2745 en el que es uniforme.

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

F_x : Porción de V_s asignado al nivel x.

w_x : Porción de W que se encuentra a un nivel x.

h_x : Altura desde la base al nivel x.

Esto debido a que el ASCE 7-10 requiere de este patrón para capturar los efectos de los modos más altos que pueden ser pasados por alto a causa de no modelar la flexibilidad de la superestructura ni considerar la no-linealidad del sistema de aislación explícitamente.

El análisis tiempo-historia incorporaría directamente estos modos al modelar la flexibilidad y las propiedades no-lineales de la estructura.

Para el ASCE 7-10 el desplazamiento máximo en la superestructura es de $0.015h_{sx}$, a diferencia de las recomendaciones del FEMA de $0.010h_{sx}$.

2.3.2.2. Análisis Dinámico

Los criterios mínimos de diseño para análisis dinámico establecidos son:

Parámetro de diseño	Análisis Espectro de Respuesta	Análisis Tiempo-Historia
Desplazamiento total de diseño D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Desplazamiento total máximo D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Fuerza de diseño en el sistema de aislación V_b	90% V_b	90% V_b
Fuerza de diseño en superestructura irregular V_s	100% V_s	80% V_s
Fuerza de diseño en superestructura regular V_s	80% V_s	60% V_s

Tabla 5. Criterios de diseño para Análisis Dinámico

Para el desplazamiento máximo de la superestructura (incluyendo desplazamiento por deformación vertical del sistema de aislación) a diferencia del procedimiento ELF, en análisis de espectro de respuesta se toma $0.015 h_{sx}$ y $0.020 h_{sx}$ para análisis tiempo-historia, requiriendo un chequeo explícito de la estabilidad de la superestructura para el desplazamiento por sismo máximo posible si la deriva del piso excede $0.010/R_I$.

Los casos de levantamiento local están permitidos siempre que las deflexiones resultantes no causen tensiones excesivas o inestabilidad en la estructura aislada. Los cálculos de levantamiento se podrán realizar utilizando tensiones en un modelo lineal.

Se da también como recomendación la utilización del 30% de la respuesta máxima espectral ortogonal al eje de interés como adición a la carga máxima de respuesta espectral sólo para los modos altos de la estructura, para los modos fundamentales ya no se tomaría el 30% extra siempre y cuando se tome el valor máximo de carga de respuesta espectral. La cortante de diseño dinámico a cualquier piso no debe de ser menor al cortante de piso calculado como resultado de las fuerzas F_x por procedimientos ELF, esto para evitar subestimar los efectos de los modos más altos de la estructura por modelar

los aisladores mediante rigidez efectiva y propiedades de amortiguación en vez de las propiedades no-lineales reales.

Se recomienda en estas disposiciones el tomar en cuenta los límites dados para V_s en análisis estático para análisis dinámicos de espectro de respuesta y tiempo-historia si se realiza el diseño desde estos. Por lo que el valor de V_s será mayor a:

- La fuerza lateral sísmica para una estructura de base fija del mismo peso W y un periodo igual al de la estructura aislada T_D , considerando factor $U=1.0$ y $S=1.0$ para cualquier suelo al calcular el cortante basal mínimo según NTE-E.030.
- El esfuerzo de corte basal por cargas de viento.
- La fuerza lateral equivalente para activar el sistema de aislación por completo multiplicada por 1.5 (una vez y media el nivel de fluencia del sistema).

El análisis de tiempo-historia es más adecuado cuando se utiliza para la verificación de algunos parámetros clave, tales como el desplazamiento de aislación, cargas de volteo o levantamiento y fuerzas cortantes por piso.

El promedio de los valores máximos del espectro de respuesta de registros escalados, deben ser los mismos que los definidos por el espectro de diseño de interés como el espectro por sismo de diseño o por sismo máximo posible. (aplicable sólo para los parámetros de sitio de Estados Unidos).

2.4. Parámetros a modificar y asimilar

De lo expuesto en el anterior apartado se sabe que para las normativas tomadas en cuenta se tienen parámetros diferentes, dependientes de las características de la zona y estudios de peligro sísmico de distintos territorios, por lo que se requerirá de valores de estos para una aplicación en el Perú.

Actualmente no existe ninguna norma o guía para diseño de estructuras con aislamiento basal, por lo que se deberá tomar valores recomendados de distintos trabajos de investigación para una correcta aplicación de estos en el diseño de la estructura aislada.

Tomando como referencia la norma NCH2745-2003, junto a las americanas NEHRP Recommended Seismic Provisions P-750 y ASCE/SEI 7-10, se tiene como parámetros a modificar para una realidad peruana los valores de los factores de modificación de amortiguamiento B_D o B_M , el coeficiente numérico relacionado con el sismo máximo posible M_M y los valores de desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo D_D y D_M .

2.4.1. Determinación de aceleraciones

Para la determinación de los distintos parámetros que tienen participación en el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico como el sismo de diseño y sismo máximo se tiene al espectro de pseudo aceleraciones de diseño S_a .

$$S_a = Z \cdot I \cdot G_s \cdot S_0$$

Z : Factor de peligro sísmico o coeficiente de aceleración

I : Factor de importancia de la edificación

G_s : Factor por clase de sitio, en función del periodo estructural del edificio.

S_0 : Espectro básico de diseño, en función del periodo estructural del edificio.

El factor Z representa la probabilidad de que la aceleración en un movimiento del suelo sea superada a lo largo de un tiempo de interés llamado periodo de retorno, de los que la mayoría de códigos para un nivel de diseño determinan un valor de 475 años, siendo un mayor periodo para el sismo máximo posible.

La norma de Chile establece un periodo de retorno de 950 años para un sismo máximo posible con un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años como estaba establecido en las ediciones del UBC, valor asociado para un nivel denominado “seguridad a la vida”, mientras que en normas americanas se cambió la definición de “seguridad a la vida” por el de “prevenir el colapso de las estructuras” como un límite para un periodo de retorno de 2475 años (2% de probabilidad de excedencia en 50 años), ante sismo máximo considerado MCE debido a que esta no era lo suficientemente conservadora.

Se incluyeron mapas que contenían aceleraciones para periodos de corta duración de 0.2 s (S_0) y de 1.0 s (S_1) que son hallados de espectros de sismos en Estados Unidos, tomándose la aceleración máxima espectral del mayor componente registrado (FEMA P-750), en el que se define al objetivo de riesgo probabilístico de la aceleración del suelo (Risk-Targeted Probabilistic Ground Motions) a un valor de 1% de probabilidad de riesgo de colapso en 50 años. Respecto al anterior criterio de tomar la media geométrica de las dos componentes horizontales de las aceleraciones espectrales (sismo con probabilidad uniforme), se puede determinar las aceleraciones máximas escalando los valores por distintos factores, como es el caso de periodos de 0.2 s y 1.0 s con factores de 1.1 y 1.3 respectivamente.

La determinación de las aceleraciones para una determinada probabilidad de colapso al objetivo de riesgo de 1% en 50 años (MCE_R), se obtiene multiplicando los coeficientes de riesgo CR a las máximas aceleraciones de suelo MCE, que fueron calculadas con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (periodo de retorno de 2475 años).

Se tomaron los valores recomendados de “*Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*” del ingeniero Arnold Mendo Rodríguez (2015), en cuyo estudio se tomaron 20 fuentes sismogénicas, 6 fuentes de subducción – interface, 8 fuentes de subducción intraplaca y 6 fuentes continentales. Se considera además que los valores espectrales hallados por determinación de curvas de peligro de probabilidad uniforme de 11 ciudades, representan la media geométrica también llamada geoman, el cuál será amplificado para obtener los valores de aceleración máxima.

El ingeniero Arnold Mendo utilizando 34 registros de aceleraciones y agrupándolos en tipos de suelo S_1 y S_2 , determinó una relación de aceleración máxima/geoman de 1.2 para periodos menores a 1.0 s y 1.3 para periodos mayores o iguales a 1.0 s. Posteriormente determinó un valor promedio aproximado a 1.25 para el coeficiente de riesgo CR que representa la amplificación de la aceleración de diseño a la aceleración con un objetivo de riesgo uniforme.

Por lo que el valor de M_M quedaría definido como la multiplicación del factor para transformar la aceleración a su máxima dirección por el coeficiente de riesgo que la amplifica a una aceleración con objetivo de riesgo para un periodo de 1 s.

$$S_{M1} = S_0 \cdot CR \cdot F$$

S_0 : Espectro de diseño básico (geoman).

S_{M1} : Espectro con objetivo de riesgo para periodo de 1s.

CR : Coeficiente de riesgo con valor de 1.25

F : Factor para la máxima dirección con valor de 1.2 para periodos menores de 1.0 s y de 1.3 para periodos mayores o iguales a 1.0 s.

Por consiguiente, M_M tomará un valor de 1.625 respecto del espectro dado por el Proyecto de Norma E.030-2014. En las fórmulas utilizadas por la ASCE/SEI 7-10 al igual que en la Norma E.030 se utilizan espectro de aceleraciones para un periodo de 1.0 s, por lo que los valores de aceleraciones de diseño y máximos posibles a tomar en cuenta para el diseño de una estructura con aislamiento sísmica será como sigue:

ZONA (Periodos De 1s)	Aceleración de Diseño (E.030-2014)	Aceleración de Diseño (Geoman)	Aceleración de Diseño (Máxima dirección)	Aceleración Máxima con Objetivo de Riesgo
Z4	0.45	0.45	0.58	0.73
Z3	0.35	0.35	0.46	0.57
Z2	0.25	0.27	0.35	0.44
Z1	0.10	0.10	0.13	0.16

Tabla 6. Aceleraciones de diseño por zona

2.4.2. Factores de modificación de amortiguamiento B_D y B_M

Estos factores son parámetros que relacionan dos respuestas espectrales de un grado de libertad distintos en cuanto al grado de amortiguamiento, teniendo uno de estos 5% de amortiguamiento crítico.

Se utilizan los factores de reducción de amortiguamiento derivados de la respuesta de desplazamiento debido a que permite incorporar amortiguamiento a la estructura, siendo estas variables en función de la distancia al hipocentro, tipo de suelo, duración y magnitud del sismo.

Los valores de B_D y B_M serán mayores si el sismo es de menor magnitud, tomando así valores menos conservadores.

El ingeniero Mendo en su proyecto de tesis tomó como referencia 14 registros de aceleraciones sísmicas medidos en el Perú, registros pertenecientes a datos de la Red Acelerográfica del Cismid FIC/UNI – (REDACIS, 2014) y del Instituto Geológico del Perú (IGP, 2014), clasificándose para tipos de suelo S1 y S2.

Se observó que el código americano ASCE/SEI 7-10 es más conservador que el código chileno NCH2745-2013, y que los valores de B_D para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú tienden a ser el promedio de ambas. Los factores recomendados son los que se presentan a continuación:

Amortiguamiento efectivo β_D o β_M	B_D o B_M para Perú	B_D o B_M ASCE/SEI 7-10	B_D o B_M NCh2745 2013
2	0.80	0.80	0.65
5	1.00	1.00	1.00
10	1.25	1.20	1.37
15	1.50	-	1.67
20	1.70	1.50	1.94
30	2.05	1.70	2.38
40	2.35	1.90	-
50	2.65	2.00	3.02

Tabla 7. Resumen de factores B_D y B_M para cada norma

CAPÍTULO III: ACONDICIONAMIENTO DE PARÁMETROS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

3.1. Procedimientos de Diseño de los Aisladores

3.1.1. Aisladores HDR

Descripción de Procedimientos	Fórmulas a Utilizar
1. Se calcula el peso máximo de la superestructura $W_{m\acute{a}x}$ (KN.)	- La expresión de mayor valor dentro de las combinaciones de carga considerando sismo.
2. Calcular la rigidez horizontal de diseño mínima. Asumiendo un periodo T_D de cerca de 2.5 segundos.	- $K_{Dmin} = \frac{4\pi^2 \cdot M_s}{T_D^2}$ M_s : Masa de servicio que recae sobre cada aislador (ton.) K_{Dmin} : Rigidez de diseño mínima (KN/m.) T_D : Periodo de diseño (s.)
3. Desplazamiento de diseño utilizando el factor de reducción de amortiguamiento B_D de acuerdo al recomendado para Perú. Asumiendo un valor de amortiguación β_D de 10% o 15%	- $D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$ S_{D1} : Espectro de diseño para periodo de 1s. D_D : Desplazamiento de diseño (m.) T_D : Periodo de diseño (s.) B_D : Factor de reducción de amortiguamiento. g : Aceleración de la gravedad (m/s ² .)
4. Calcular la altura total de la goma H_r para un valor de deformación por corte a $\gamma=1.5$	- $H_r = \frac{D_D}{\gamma}$ D_D : Desplazamiento de diseño (m.) γ : Deformación por corte. H_r : Altura total de la goma (m.)

<p>5. Tomar el mayor valor del área del aislador del valor de $\sigma_{Cmáx}$ del catálogo para luego determinar un valor de comprobación del módulo de corte de la goma G</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $A = \frac{W_{máx}}{\sigma_{Cmáx}}$ - $G = \frac{K_{Dmin} \cdot H_r}{A}$ <p>$\sigma_{Cmáx}$: Esfuerzo de compresión máxima (KN/m².) G: Módulo de corte de la goma aproximado de catálogo (KN/m².) A: Área del aislador (m².)</p>
<p>6. Se halla un valor de H_r aproximado</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $H_r = \frac{G \cdot A}{K_{Dmin}}$ <p>A: Área del aislador (m².) G: Módulo de corte de la goma (KN/m².) H_r: Nuevo valor de altura de la goma (m.)</p>
<p>7. Se toma un valor de diámetro del catálogo junto a un valor cercano de H_r para hallar un área A similar a la anterior resultante y poder calcular el valor de rigidez total K_H sumando las nuevas rigideces individuales K_D.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $K_D = \frac{G \cdot A}{H_r}$ - $K_H = \sum K_D$ <p>K_H: Rigidez horizontal total (KN/m.) K_D: Rigidez de diseño horizontal individual (KN/m.)</p>
<p>8. Hallar el nuevo valor del periodo del sistema de aislación</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $T_D = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_H}{W_{máx}/g}}}$ <p>T_D: Periodo del sistema de aislación (s.)</p>
<p>9. Se calcula el factor de forma S para sección circular tomando como valor de la frecuencia vertical $f_v = 10$ Hz y la f_h igual a la inversa del periodo del sistema de aislación T_D</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $S = \frac{f_v}{\sqrt{6} f_h}$ <p>f_v: Frecuencia vertical (Hz.) f_h: Frecuencia horizontal del sistema de aislación (Hz.)</p>

<p>10. Posteriormente se halla un valor aproximado del espesor de cada capa de goma t_r para seleccionar una altura H_r proporcional al número entero n de capas de goma</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $t_r = \frac{\phi}{4S}$ - $n = \frac{H_r}{t_r}$ - $H_r = n t_r$ <p>t_r: Espesor de capa de goma (m.) ϕ: Diámetro del aislador (m.) n: Número de capas de goma H_r: Altura recalculada total de la goma (m.)</p>
<p>11. Se calcula un nuevo factor de forma S_r con el último valor de espesor de capa de goma t_r</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $S_r = \frac{\phi}{4t_r}$ <p>S_r: Factor de forma recalculado</p>
<p>12. Se propone un espesor de las placas de acero t_s de 3mm y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible σ_{adm} calculando la tensión máxima de tracción en las placas σ_s, debiéndose cumplir que $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$. Asumiendo un valor de esfuerzo de fluencia de la placa de acero de 2400 kgf/cm²</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Cmáx}$ - $\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y$ - $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$ <p>$\sigma_{Cmáx}$: Esfuerzo de compresión máxima (KN/m².) σ_s: Esfuerzo de tracción máxima en las placas (KN/m².) σ_{adm}: Esfuerzo de tensión admisible (KN/m².) σ_y: Esfuerzo de fluencia para las placas (KN/m².) t_r: Espesor de capa de goma (m.) t_s: Espesor de placa de acero (m.)</p>
<p>13. Se halla la altura total del aislador H asumiendo el espesor de la placa de soporte t_{ext} del catálogo</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $H = H_r + (n - 1)t_s + 2t_{ext}$ <p>t_{ext}: Espesor de la placa exterior de soporte del aislador (m.) H: Altura total del aislador (m.)</p>

<p>14. Calcular el módulo de compresión equivalente E_c tomando en cuenta un Módulo de Bulk o Compresibilidad de la goma de $K=2000$ MPa</p>	$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eq}S_r^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$ <p>E_c: Módulo de compresión equivalente (KN/m².) G_{eq}: Módulo de rigidez al corte equivalente del catálogo (KN/m².) K: Módulo de Bulk (KN/m².)</p>
<p>15. Hallar la rigidez vertical K_v con las características del aislador ya determinados y comprobar que sea cerca de 1000 veces la horizontal</p>	$K_v = \frac{E_c A}{H_r}$ <p>A: Área total del aislador (m².) H_r: Altura del aislador (m.) K_v: Rigidez vertical (KN/m.)</p>
<p>16. Calcular la frecuencia vertical f_v para ambas ecuaciones y que esta sea mayor a 10 Hz para posteriormente hallar la rigidez horizontal total K_H</p>	$f_v = \sqrt{6}S_r f_h; f_v = \sqrt{\frac{E_c}{G_{eq}}} f_h$ $K_D = \frac{G \cdot A}{H_r}$ $K_H = \sum K_D$ <p>f_v: Frecuencia vertical (Hz.)</p>
<p>17. Hallar el nuevo valor del periodo del sistema de aislación para verificar que no se aleja del periodo inicial propuesto</p>	$T_D = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_H}{W_{max}/g}}}$ <p>T_D: Periodo del sistema de aislación (s.)</p>
<p>18. Se calcula el nuevo valor de amortiguamiento de diseño β_D en base a las rigideces de diseño individuales K_D para luego interpolar el nuevo valor de B_D</p>	$\beta_D = \frac{\sum_{i=1}^n K_{Di} \cdot \beta_{Di}}{K_H}$ <p>β_D: Amortiguamiento de diseño del sistema de aislación</p>
<p>19. Calculamos el nuevo valor del desplazamiento de diseño D_D y del desplazamiento máximo D_M en función del valor de CR</p>	$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$ $D_M = D_D \cdot CR$ <p>B_D: Coeficiente de reducción de amortiguamiento D_M: Desplazamiento máximo probable (m.) CR: Coeficiente de Riesgo</p>

<p>20. Se hallan los valores de los desplazamientos de diseño y máximo totales basándose en la forma de la estructura aislada y ubicación de sus centros de masas y centros de rigidez</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $e_x = 0.05b_x + x_{CM} - x_{CR}$ - $e_y = 0.05d_y + y_{CM} - y_{CR}$ - $e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$ - $Y = 0.5(\text{máx}(b_x, d_y))$ - $D_{TD} = D_D(1 + y \frac{12e}{b_x^2 + d_y^2})$ - $D_{TM} = D_M(1 + y \frac{12e}{b_x^2 + d_y^2})$ <p> b_x: Longitud de la estructura en eje "x" d_y: Longitud de la estructura en eje "y" x_{CM}: Ubicación centro de masa en "x" y_{CM}: Ubicación centro de masa en "y" x_{CR}: Ubicación centro de rigidez en "x" y_{CR}: Ubicación centro de rigidez en "y" e_x: Excentricidad en eje "x" incluyendo excentricidad accidental (m.) e_y: Excentricidad en eje "y" incluyendo excentricidad accidental (m.) e: Excentricidad total (m.) Y: Parámetro D_{TD}: Desplazamiento total de diseño (m.) D_{TM}: Desplazamiento total máximo (m.) </p>
<p>21. Hallamos el factor de forma S_2 y el factor de corrección α_c tomando 1 como mayor valor</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $S_2 = \frac{D_e}{nt_r}$ - $\alpha_c = 0.25(S_2 - 5) + 1$ <p> S_2: Segundo factor de forma α_c: Factor de corrección </p>
<p>22. Se calcula el módulo de elasticidad corregido E_b considerando un valor de k entre 0.7 y 1.0 siendo además E_0 el módulo de elasticidad dado por el fabricante</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $E_b = \frac{E_0(1 + \frac{2}{3}kS_r^2)}{1 + \frac{E_0(1 + \frac{2}{3}kS_r^2)}{K}}$ <p> E_0: Módulo de elasticidad dado por el fabricante (KN/m².) K: Módulo de Bulk (KN/m².) k: Parámetro E_b: Módulo de elasticidad corregido (KN/m².) S_r: Factor de forma recalculado </p>

<p>23. Se determina el esfuerzo de compresión σ_{CR}</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\sigma_{CR} = 1.26 \frac{\pi}{4} S_2 \alpha_c \sqrt{G_{eq} E_b}$ <p>σ_{CR}: Esfuerzo último de compresión (KN/m².) G_{eq}: Módulo de rigidez a corte equivalente (KN/m².)</p>
<p>24. Se calcula la deformación angular por corte para sismo de diseño γ_{SD} y sismo máximo posible γ_{SM} y luego los esfuerzos de compresión últimos σ_{ACD} y σ_{ACM} para estas deformaciones angulares</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_{SD} = \frac{D_{TD}}{H_r}$; $\gamma_{SM} = \frac{D_{TM}}{H_r}$ - $\sigma_{ACD} = \sigma_{CR} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SD}}{S_2} \right)$ - $\sigma_{ACM} = \sigma_{CR} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SM}}{S_2} \right)$ <p>γ_{SD}: Deformación angular de diseño por corte γ_{SM}: Deformación angular máxima por corte D_{TD}: Desplazamiento de diseño total (m.) D_{TM}: Desplazamiento máximo total (m.) σ_{ACD}: Esfuerzo de compresión último para deformación de diseño (KN/m².) σ_{ACM}: Esfuerzo de compresión último para deformación máxima (KN/m².)</p>
<p>25. Determinamos la deformación unitaria por compresión para sismo de diseño ϵ_{CD} y para sismo máximo ϵ_{CM} para luego calcular las deformaciones angulares por compresión γ_{CD} y γ_{CM}</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\epsilon_{CD} = \frac{\sigma_{ACD}}{E_0(1+2k_s r^2)}$ - $\epsilon_{CM} = \frac{\sigma_{ACM}}{E_0(1+2k_s r^2)}$ - $\gamma_{CD} = 6S_r \epsilon_{CD}$ - $\gamma_{CM} = 6S_r \epsilon_{CM}$ <p>ϵ_{CD}: Deformación unitaria por compresión por sismo de diseño ϵ_{CM}: Deformación unitaria por compresión por sismo máximo posible γ_{CD}: Deformación angular por compresión a sismo de diseño γ_{CM}: Deformación angular por compresión a sismo máximo posible</p>

<p>26. Se calcula el valor de la deformación angular máxima $\gamma_{m\acute{a}x}$ sumando las deformaciones angulares por corte, compresión y flexión, pudiéndose despreciar esta última por su poca influencia. Tomando en cuenta que los valores deberán ser menores a la deformación permisible $\gamma_{perm} = 5.5$ además de asumir el valor de f como 0.5 para sismo de diseño y 0.9 para sismo máximo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_{m\acute{a}x(dise\tilde{n}o)} = \gamma_{CD} + \gamma_{SD}$ - $\gamma_{m\acute{a}x(m\acute{a}ximo)} = \gamma_{CM} + \gamma_{SM}$ <p>- $\gamma_{m\acute{a}x} \leq f \gamma_{perm}$</p> <p>$\gamma_{m\acute{a}x}$: Deformación angular o distorsión máxima γ_{perm}: Deformación angular permisible</p>
<p>27. Hallamos la fuerza de corte efectiva P_S y el área de corte efectivo A_S</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $A_S = A \frac{H_t}{H_r}$ - $P_S = G_{eq} A_S$ <p>A_S: Área de corte efectiva (m^2.) A: Área del aislador (m^2.) H_t: Altura total del aislador sin las placas exteriores (m.) H_r: Altura total de la goma (m.) P_S: Fuerza de corte efectiva (KN.) G_{eq}: Módulo de rigidez al corte equivalente del catálogo (KN/m^2.)</p>
<p>28. Se calcula la rigidez a la inclinación "tilting" $(EI)_{eff}$ para luego hallar la carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo de corte P_E</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$ - $(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{3}$ - $P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{H_t^2}$ <p>$(EI)_{eff}$: Rigidez a la inclinación ($KN \cdot m^2$.) P_E: Carga de alabeo efectiva para columna sin deformación por cortante (KN.) I: Momento de inercia del aislador (m^4.) E_c: Módulo de compresión equivalente (KN/m^2.) D_e: Diámetro externo del aislador (m.) D_i: Diámetro del interior del aislador (m.)</p>

<p>29. Se determina la carga crítica P_{crit} y relacionarla con la carga máxima $W_{máx}$. Se comprobará que esta relación sea mayor a 2 y poder continuar</p>	$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right)$ $\frac{P_{crit}}{W_{máx}} \geq 2$ <p>P_{crit}: Carga crítica del aislador (KN.) $W_{máx}$: Peso máximo de la superestructura sobre el aislador considerando sismo (KN.)</p>
<p>30. Se determina el peso mínimo en los aisladores considerando sismo W_{min} y se halla el máximo desplazamiento posible en el que se puede producir volcamiento o "roll out"</p>	$D_{máx} = \frac{W_{min} D_e}{W_{min} + K_H H_t}$ <p>W_{min}: Carga mínima sobre el aislador considerando sismo (KN.) K_H: Rigidez horizontal del aislador (KN/m.) H_t: Altura total del aislador sin las placas exteriores (m.) $D_{máx}$: Máximo desplazamiento posible o roll out (m.)</p>
<p>31. Por último, se verifica si el aislador será conectado mediante pernos, ya que este tipo de conexión evita volcamiento y tomaría un factor de seguridad de 2, de no ser el caso se tomaría 1.</p>	$\frac{D_{máx}}{D_D} \geq 1.0$ <p>D_D: Desplazamiento de diseño (m.)</p>

3.1.2. Aisladores LRB

Descripción de Procedimientos	Fórmulas a Utilizar
1. Se calcula la carga máxima de la superestructura $W_{m\acute{a}x}$ (KN.)	- La expresión de mayor valor dentro de las combinaciones de carga considerando sismo.
2. Calcular la rigidez horizontal de diseño mínima. Asumiendo un periodo T_D de cerca de 2.5 segundos.	- $K_{Dmin} = \frac{4\pi^2 \cdot M_s}{T_D^2}$ M_s : Masa de servicio que recae sobre cada aislador (ton.) K_{Dmin} : Rigidez de diseño mínima (KN/m.) T_D : Periodo de diseño (s.)
3. Desplazamiento de diseño utilizando el factor de reducción de amortiguamiento B_D de acuerdo al recomendado para Perú. Asumiendo un valor de amortiguación β_D de 10% o 15%	- $D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$ S_{D1} : Espectro de diseño para periodo de 1s. D_D : Desplazamiento de diseño (m.) T_D : Periodo de diseño (s.) B_D : Factor de reducción de amortiguamiento. g : Aceleración de la gravedad (m/s ² .)
4. Calcular la fuerza o capacidad máxima en estado elástico para una deformación cero Q . Asumiendo que $D = D_D$, $D_y = 0$ y $k_{ef} = K_{Dmin}$	- $Q = \frac{\pi \beta_{ef} k_{ef} D^2}{2(D - D_y)}$ D : Desplazamiento máximo (m.) D_y : Desplazamiento de fluencia (m.) k_{ef} : Rigidez efectiva o secante (KN/m.) β_{ef} : Amortiguamiento efectivo Q : Fuerza máxima para desplazamiento cero (KN.)
5. Se halla un aproximado del área de la goma A_g tomando en cuenta el valor de $\sigma_{Cm\acute{a}x}$ del catálogo	- $A_g = \frac{W_{m\acute{a}x}}{\sigma_{Cm\acute{a}x}}$ A_g : Área de la goma del aislador (m ² .) $\sigma_{Cm\acute{a}x}$: Esfuerzo de compresión máxima (KN/m ² .)

6. Calcular la rigidez post fluencia k_p tomando en cuenta $D = D_D$, y $k_{ef} = K_{Dmin}$	$k_p = k_{ef} - \frac{Q}{D}$ <p>k_p : Rigidez post fluencia (KN/m.)</p>
7. Hallar el desplazamiento de fluencia D_y . Asumiendo que la rigidez inicial elástica k_1 tenga un valor aproximado de 6.5 a 10 veces k_p	$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_p} = \frac{Q}{(5.5 \text{ a } 9)k_p}$ <p>k_1: Rigidez elástica inicial (KN/m.) D_y: Desplazamiento a la fuerza de fluencia (m.)</p>
8. Se calcula el área transversal del núcleo de plomo A_p con el valor de Q dependiente del D_y del anterior paso, para luego recalcular un valor de la fuerza máxima para desplazamiento cero Q_r con una nueva área del plomo propuesta de catálogo A_{pc} . Asumiendo un valor de τ_y de 10 MPa	$A_p = \frac{Q}{\tau_y}$ $Q_r = A_{pc} \tau_y$ <p>A_p: Área del núcleo de plomo (m².) A_{pc}: Área de núcleo de plomo propuesto de catálogo (m².) τ_y: Esfuerzo de fluencia del plomo (KPa.) Q_r: Fuerza máxima recalculada para desplazamiento cero (KN.)</p>
9. Se comprueba que el valor del diámetro del área del plomo d_{pb} se encuentre entre ciertos valores relacionados al diámetro del área de la goma d_g	$\frac{d_g}{6} \leq d_{pb} \leq \frac{d_g}{3}$ <p>d_{pb}: Diámetro del núcleo de plomo (m.) d_g: Diámetro del área de la goma aproximado (m.)</p>
10. Hallar la rigidez del núcleo de plomo	$k_{pb} = \frac{Q_r}{D_D}$ <p>k_{pb}: Rigidez del núcleo de plomo (KN/m.) D_D: Desplazamiento de diseño (m.)</p>
11. Se calcula la altura total de la goma del aislador H_r , tomando el área de la goma A_g y la rigidez al corte G_g del catálogo. Asumiendo que la rigidez de la goma k_g es igual a la rigidez post fluencia k_p	$H_r = \frac{G_g A_g}{k_g}$ <p>H_r: Altura de la goma del aislador (m.) G_g: Módulo de rigidez al corte de la goma (KN/m².) k_g: Rigidez de la goma (KN/m.) A_g: Área de la goma de catálogo (m².)</p>

<p>12. Se toma un valor de la altura H_r del catálogo para luego hallar la rigidez requerida del elastómero k_g para ese tipo de aislador. Esta rigidez sumada a la rigidez del núcleo de plomo k_{pb} junto a Q_r/H_r resulta en la rigidez equivalente de diseño K_D, y la sumatoria de todos estos en la rigidez horizontal total K_H. Asumiendo además que $k_{pb} + k_g$ deberá ser por lo menos mayor a $1.15k_g$</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $k_g = \frac{G_g \cdot A_g}{H_r}$ - $K_D = k_{pb} + k_g + \frac{Q_r}{H_r}$ - $K_H = \sum K_D$ <p>K_H: Rigidez horizontal total (KN/m.) K_D: Rigidez equivalente horizontal individual (KN/m.) H_r: Altura del aislador recalculada (m.)</p>
<p>13. Hallar el nuevo valor del periodo del sistema de aislación</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $T_D = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_H}{W_{m\acute{a}x}/g}}}$ <p>T_D: Periodo del sistema de aislación (s.)</p>
<p>14. Se determina el nuevo valor del área del aislador A</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $A = A_{pc} + A_g$ <p>A: Área total del aislador (m².) A_g: Área de la goma del aislador (m².)</p>
<p>15. Se calcula el factor de forma S para sección circular tomando como valor de la frecuencia vertical $f_v = 10$ Hz y la f_h igual a la inversa del periodo del sistema de aislación T_D</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $S = \frac{f_v}{\sqrt{6} f_h}$ <p>f_v: Frecuencia vertical (Hz.) f_h: Frecuencia horizontal del sistema de aislación (Hz.)</p>
<p>16. Posteriormente se halla un valor aproximado del espesor de cada capa de goma t_r para seleccionar una altura H_r proporcional al número entero n de capas de goma</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $t_r = \frac{D^2 - d_{pb}^2}{4DS}$ - $n = \frac{H_r}{t_r}$ - $H_r = n t_r$ <p>t_r: Espesor de capa de goma (m.) D: Diámetro total del aislador (m.) n: Número de capas de goma H_r: Altura recalculada total de la goma (m.) d_{pb}: Diámetro del núcleo de plomo (m.)</p>
<p>17. Se calcula un nuevo factor de forma S_r con el último valor de espesor de capa de goma t_r</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $S_r = \frac{D^2 - d_{pb}^2}{4D t_r}$ <p>S_r: Factor de forma recalculado</p>

<p>18. Se propone un espesor de las placas de acero t_s de 3mm y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible σ_{adm} calculando la tensión máxima de tracción en las placas σ_s, debiéndose cumplir que $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$. Asumiendo un valor de esfuerzo de fluencia de la placa de acero de 2400 kgf/cm²</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Cmáx}$ - $\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y$ - $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$ <p>$\sigma_{Cmáx}$: Esfuerzo de compresión máxima (KN/m².) σ_s: Esfuerzo de tracción máxima en las placas (KN/m².) σ_{adm}: Esfuerzo de tensión admisible (KN/m².) σ_y: Esfuerzo de fluencia para las placas (KN/m².) t_r: Espesor de capa de goma (m.) t_s: Espesor de placa de acero (m.)</p>
<p>19. Se halla la altura total del aislador H asumiendo el espesor de la placa de soporte t_{ext} del catálogo</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $H = H_r + (n - 1)t_s + 2t_{ext}$ <p>t_{ext}: Espesor de la placa exterior de soporte del aislador (m.) H: Altura total del aislador (m.)</p>
<p>20. Calcular el módulo de compresión equivalente E_c tomando en cuenta un Módulo de Bulk o Compresibilidad de la goma de K=2000 MPa</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $E_c = \left(\frac{1}{6G_{eq}S_r^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$ <p>E_c: Módulo de compresión equivalente (KN/m².) G_{eq}: Módulo de rigidez al corte equivalente del catálogo (KN/m².) K: Módulo de Bulk (KN/m².)</p>
<p>21. Hallar la rigidez vertical K_v con las características del aislador ya determinados y comprobar que sea cerca de 1000 veces la horizontal. Asumir que E_i es 14000 MPa</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $K_v = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_i A_{pc}}{H_t}$ <p>A: Área total del aislador (m².) H_r: Altura del aislador (m.) K_v: Rigidez vertical (KN/m.) H_t: Altura total del aislador sin las placas exteriores (m.) E_i: Módulo de elasticidad del plomo (KN/m².) A_{pc}: Área de núcleo de plomo propuesto de catálogo (m².)</p>
<p>22. Calcular la frecuencia vertical f_v para ambas ecuaciones y que esta</p>	$f_v = \sqrt{6} S_r f_h; f_v = \sqrt{\frac{E_c}{G_{eq}}} f_h$

sea mayor a 10 Hz para posteriormente hallar la rigidez horizontal total K_H	<ul style="list-style-type: none"> - $K_D = \frac{G \cdot A}{H_r}$ - $K_H = \sum K_D$ <p>f_v: Frecuencia vertical (Hz.)</p>
23. Hallar el nuevo valor del periodo del sistema de aislación para verificar que no se aleja del periodo inicial propuesto	<ul style="list-style-type: none"> - $T_D = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_H}{W_{máx}/g}}}$ <p>T_D: Periodo del sistema de aislación (s.)</p>
24. Se calcula el nuevo valor de amortiguamiento de diseño β_D en base a las rigideces de diseño individuales k_p para luego interpolar el nuevo valor de B_D	<ul style="list-style-type: none"> - $k_p = k_{pb} + k_g$ - $\beta_D = \frac{2}{\pi} \frac{4Q_r(D - \frac{Q_r}{(5.5 a 9)k_p})}{K_{ef}(2D)^2}$ <p>β_D: Amortiguamiento de diseño del sistema de aislación k_{pb}: Rigidez del núcleo de plomo (KN/m.) k_g: Rigidez de la goma (KN/m.) D: Desplazamiento máximo (m.)</p>
25. Calculamos el nuevo valor del desplazamiento de diseño D_D y del desplazamiento máximo D_M en función del valor de CR	<ul style="list-style-type: none"> - $D_D = (\frac{g}{4\pi^2}) \frac{S_{D1}T_D}{B_n}$ - $D_M = D_D \cdot CR$ <p>B_D: Coeficiente de reducción de amortiguamiento D_M: Desplazamiento máximo probable (m.) CR: Coeficiente de Riesgo</p>
26. Se hallan los valores de los desplazamientos de diseño y máximo totales basándose en la forma de la estructura aislada y ubicación de sus centros de masas y centros de rigidez	<ul style="list-style-type: none"> - $e_x = 0.05b_x + x_{CM} - x_{CR}$ - $e_y = 0.05d_y + y_{CM} - y_{CR}$ - $e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$ - $Y = 0.5(máx(b_x, d_y))$ - $D_{TD} = D_D(1 + y \frac{12e}{b_x^2 + d_y^2})$ - $D_{TM} = D_M(1 + y \frac{12e}{b_x^2 + d_y^2})$ <p>b_x: Longitud de la estructura en eje "x" d_y: Longitud de la estructura en eje "y" x_{CM}: Ubicación centro de masa en "x" y_{CM}: Ubicación centro de masa en "y" x_{CR}: Ubicación centro de rigidez en "x" y_{CR}: Ubicación centro de rigidez en "y" e_x: Excentricidad en eje "x" incluyendo excentricidad accidental (m.)</p>

	<p>e_y: Excentricidad en eje “y” incluyendo excentricidad accidental (m.) e: Excentricidad total (m.) Y: Parámetro D_{TD}: Desplazamiento total de diseño (m.) D_{TM}: Desplazamiento total máximo (m.)</p>
<p>27. Hallamos el factor de forma S_2 y el factor de corrección α_c tomando 1 como mayor valor</p>	<p>- $S_2 = \frac{D_e}{nt_r}$ - $\alpha_c = 0.25(S_2 - 5) + 1$</p> <p>$S_2$: Segundo factor de forma α_c: Factor de corrección D_e: Diámetro externo del aislador (m.) n: Número de capas de goma</p>
<p>28. Se calcula el módulo de elasticidad corregido E_b considerando un valor de k entre 0.7 y 1.0 siendo además E_0 el módulo de elasticidad dado por el fabricante</p>	<p>- $E_b = \frac{E_0(1+\frac{2}{3}kS_r^2)}{1+\frac{E_0(1+\frac{2}{3}kS_r^2)}{K}}$</p> <p>$E_0$: Módulo de elasticidad dado por el fabricante (KN/m².) K: Módulo de Bulk (KN/m².) k: Parámetro E_b: Módulo de elasticidad corregido (KN/m².) S_r: Factor de forma recalculado</p>
<p>29. Se determina el esfuerzo de compresión σ_{CR}</p>	<p>- $\sigma_{CR} = 1.26 \frac{\pi}{4} S_2 \alpha_c \sqrt{G_{eq} E_b}$</p> <p>$\sigma_{CR}$: Esfuerzo último de compresión (KN/m².) G_{eq}: Módulo de rigidez a corte equivalente (KN/m².)</p>
<p>30. Se calcula la deformación angular por corte para sismo de diseño γ_{SD} y sismo máximo posible γ_{SM} y luego los esfuerzos de compresión últimos σ_{ACD} y σ_{ACM} para estas deformaciones angulares</p>	<p>- $\gamma_{SD} = \frac{D_{TD}}{H_r}$; $\gamma_{SM} = \frac{D_{TM}}{H_r}$ - $\sigma_{ACD} = \sigma_{CR} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SD}}{S_2}\right)$ - $\sigma_{ACM} = \sigma_{CR} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SM}}{S_2}\right)$</p> <p>$\gamma_{SD}$: Deformación angular de diseño por corte γ_{SM}: Deformación angular máxima por corte D_{TD}: Desplazamiento de diseño total (m.) D_{TM}: Desplazamiento máximo total (m.)</p>

	<p>σ_{ACD}: Esfuerzo de compresión último para deformación de diseño (KN/m².)</p> <p>σ_{ACM}: Esfuerzo de compresión último para deformación máxima (KN/m².)</p>
<p>31. Determinamos la deformación unitaria por compresión para sismo de diseño ϵ_{CD} y para sismo máximo ϵ_{CM} para luego calcular las deformaciones angulares por compresión γ_{CD} y γ_{CM}</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\epsilon_{CD} = \frac{\sigma_{ACD}}{E_0(1+2kS_r^2)}$ - $\epsilon_{CM} = \frac{\sigma_{ACM}}{E_0(1+2kS_r^2)}$ - $\gamma_{CD} = 6S_r\epsilon_{CD}$ - $\gamma_{CM} = 6S_r\epsilon_{CM}$ <p>ϵ_{CD}: Deformación unitaria por compresión por sismo de diseño</p> <p>ϵ_{CM}: Deformación unitaria por compresión por sismo máximo posible</p> <p>γ_{CD}: Deformación angular por compresión a sismo de diseño</p> <p>γ_{CM}: Deformación angular por compresión a sismo máximo posible</p>
<p>32. Se calcula el valor de la deformación angular máxima $\gamma_{m\acute{a}x}$ sumando las deformaciones angulares por corte, compresión y flexión, pudiéndose despreciar esta última por su poca influencia. Tomando en cuenta que los valores deberán ser menores a la deformación permisible $\gamma_{perm} = 5.5$ además de asumir el valor de f como 0.5 para sismo de diseño y 0.9 para sismo máximo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_{m\acute{a}x(dise\tilde{n}o)} = \gamma_{CD} + \gamma_{SD}$ - $\gamma_{m\acute{a}x(m\acute{a}xim\acute{o})} = \gamma_{CM} + \gamma_{SM}$ <p style="background-color: #000080; color: white; padding: 5px; text-align: center;">- $\gamma_{m\acute{a}x} \leq f\gamma_{perm}$</p> <p>$\gamma_{m\acute{a}x}$: Deformación angular o distorsión máxima</p> <p>γ_{perm}: Deformación angular permisible</p>
<p>33. Hallamos la fuerza de corte efectiva P_S y el área de corte efectivo A_S</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $A_S = A \frac{H_t}{H_r}$ - $P_S = G_{eq}A_S$ <p>A_S: Área de corte efectiva (m².)</p> <p>A: Área del aislador (m².)</p> <p>H_t: Altura total del aislador sin las placas exteriores (m.)</p> <p>H_r: Altura total de la goma (m.)</p> <p>P_S: Fuerza de corte efectiva (KN.)</p> <p>G_{eq}: Módulo de rigidez al corte equivalente del catálogo (KN/m².)</p>
<p>34. Se calcula la rigidez a la inclinación "tilting" $(EI)_{eff}$ para luego hallar</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$

<p>la carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo de corte P_E</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{3}$ - $P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{H_t^2}$ <p>$(EI)_{eff}$: Rigidez a la inclinación (KN. m².) P_E: Carga de alabeo efectiva para columna sin deformación por cortante (KN.) I: Momento de inercia del aislador (m⁴.) E_c: Módulo de compresión equivalente (KN/m².) D_e: Diámetro externo del aislador (m.) D_i: Diámetro del interior del aislador (m.)</p>
<p>35. Se determina la carga crítica P_{crit} y relacionarla con la carga máxima $W_{máx}$. Se comprobará que esta relación sea mayor a 2 y poder continuar</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right)$ - $\frac{P_{crit}}{W_{máx}} \geq 2$ <p>P_{crit}: Carga crítica del aislador (KN.) $W_{máx}$: Peso máximo de la superestructura sobre el aislador considerando sismo (KN.)</p>
<p>36. Se determina el peso mínimo en los aisladores considerando sismo W_{min} y se halla el máximo desplazamiento posible en el que se puede producir volcamiento o "roll out"</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $D_{máx} = \frac{W_{min} D_e}{W_{min} + K_H H_t}$ <p>W_{min}: Carga mínima sobre el aislador considerando sismo (KN.) K_H: Rigidez horizontal del aislador (KN/m.) H_t: Altura total del aislador sin las placas exteriores (m.) $D_{máx}$: Máximo desplazamiento posible o roll out (m.)</p>
<p>37. Por último, se verifica si el aislador será conectado mediante pernos, ya que este tipo de conexión evita volcamiento y tomaría un factor de seguridad de 2, de no ser el caso se tomaría 1.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - $\frac{D_{máx}}{D_D} \geq 1.0$ <p>D_D: Desplazamiento de diseño (m.)</p>

3.2. Características para la modelación bilineal

Para el análisis de estructuras utilizando aisladores sísmicos la curva de fuerza-deformación se modela como un sistema bilineal, del que se basa por tres parámetros principalmente: La rigidez de post-fluencia K_p , la rigidez elástica inicial K_1 y la Fuerza Característica Q . Se utilizarán estos parámetros junto a la rigidez efectiva K_{ef} , la rigidez vertical K_v , el amortiguamiento efectivo β_{ef} , la fuerza de fluencia F_y y la relación de rigidez post-fluencia K_p/K_1 .

3.2.1. Para aisladores HDR

Tomando los datos del desplazamiento de diseño D_D , la rigidez horizontal efectiva K_H , la altura total de la goma H_r y el periodo T_D hallados anteriormente, se pueden establecer:

D_y : Desplazamiento a la fuerza de fluencia o deformación elástica, asumiéndose como un valor entre 0.05 – 0.1 del valor de H_r .

β_{ef} : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación por tanteo o como dato por parte del fabricante

Y con esto determinar lo siguiente:

E_D : Energía disipada por los aisladores:

$$E_D = 2\pi K_H D_D^2 \beta_{ef}$$

Q : Fuerza característica o capacidad a cero deformaciones:

$$E_D = 4Q(D_D - D_y)$$

$$Q = \frac{E_D}{4(D_D - D_y)}$$

K_p : Rigidez de post-fluencia:

$$K_p = K_H - \frac{Q}{D_D}$$

K_1 : Rigidez elástica inicial:

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_p$$

F_y : Fuerza de fluencia:

$$F_y = K_1 D_y$$

ω : Frecuencia angular:

$$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$$

C : Coeficiente de amortiguamiento:

$$C = \frac{E_D}{\pi D_D^2 \omega}$$

Y finalmente la relación de rigidez post-fluencia K_p/K_1 .

3.2.2. Para aisladores LRB

Del diseño se tienen los datos de la rigidez horizontal efectiva K_H , desplazamiento de diseño D_D , rigidez post-fluencia K_p , desplazamiento a fuerza de fluencia D_y , el amortiguamiento efectivo β_{ef} y la capacidad a cero deformación o fuerza característica Q que fueron hallados previamente y que son necesarios para determinar:

K_1 : Rigidez elástica inicial:

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_p$$

F_y : Fuerza de fluencia:

$$F_y = K_1 D_y$$

E_D : Energía disipada por los aisladores:

$$E_D = 4Q(D_D - D_y)$$

ω : Frecuencia angular:

$$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$$

C : Coeficiente de amortiguamiento:

$$C = \frac{E_D}{\pi D_D^2 \omega}$$

Y finalmente la relación de rigidez post-fluencia K_p/K_1 .

3.3. Requerimientos generales para el sistema de aislación

Condiciones a considerar	Requerimiento o Característica General
Estabilidad por carga vertical	- Los elementos del sistema de aislación serán diseñados para permanecer estables bajo las cargas verticales debidas al D_{TM} , resultantes de fuerzas sísmicas horizontales basados en las respuestas más altas del sismo máximo posible.
Rigidez vertical mínima	- Se tiene que la rigidez vertical mínima es aquella en la que el aislador soporta una supuesta superestructura rígida con una frecuencia de vibración propia de 10 Hz.

Desplazamientos laterales	<ul style="list-style-type: none"> - Los desplazamientos laterales provocados por el sismo, ya sean de diseño o el máximo posible como se establece en la norma, excluyen el desplazamiento lateral por torsión natural y accidental, mientras que los desplazamientos totales los incluyen.
Sismo de diseño y máximo posible	<ul style="list-style-type: none"> - El sismo de diseño SDI es aquel que tiene aceleraciones de diseño (máxima dirección) con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y el sismo máximo posible SMP aquel con una aceleración máxima de objetivo de riesgo con un 1% de probabilidad de riesgo en un periodo de 50 años para zonas de alta sismicidad.
El valor de relación entre sismo máximo y sismo de diseño E.030 M_M	<ul style="list-style-type: none"> - M_M tomará un valor de 1.625 respecto del espectro dado por el Proyecto de Norma E.030-2014. Siendo 1.25 la relación entre el sismo de diseño (máxima dirección) y el sismo máximo por objetivo de riesgo
Factor de importancia	<ul style="list-style-type: none"> - En cuanto al factor de importancia I (equivalente al factor U de la NTE- E.030) de una edificación se debe considerar igual a 1.0, debido a que en una estructura aislada el verdadero nivel de demanda sobre la estructura es mucho más certero respecto de una estructura convencional y porque no tiene sentido el diferenciar entre categorías de edificaciones cuando el objetivo es lograr la funcionalidad después de un sismo.
Fuerzas cortantes y desplazamientos de diseño	<ul style="list-style-type: none"> - Se debe considerar la mayor rigidez del sistema de aislación para determinar las fuerzas de diseño de la superestructura y la menor rigidez para cuando se determinen las deformaciones del sistema de aislación. La fuerza cortante en la base por sismo de diseño V_b es conservadora debido a que $k_{Dmáx}$ lleva el máximo valor de rigidez frente a un desplazamiento D_D que toma su valor máximo al utilizar la mínima rigidez k_{Dmin}, por lo que implícitamente es una ecuación conservadora para el peor de los casos.
Efecto P- Δ	<ul style="list-style-type: none"> - Considerar además el efecto P-Δ dependiendo del sistema de anclaje del dispositivo con momentos adicionales entre P veces $\Delta/2$ (dos superficies de deslizamiento) y P veces Δ, siendo P la carga axial por

	sismo de diseño sobre el aislador y Δ el desplazamiento total de diseño.
	Análisis Estático Equivalente Lateral
Requisitos para aplicar un Análisis Estático	<p>El análisis estático equivalente lateral se puede utilizar siempre que:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La estructura esté ubicada a más de 10 km de todas las fallas activas, aquellas que son consideradas capaces de generar sismos que puedan influir en el diseño de la estructura, en el que haya evidencia de desplazamientos de los últimos 10000 años o que esa zona tenga un valor de $S_1 < 0.60g$. 2. La estructura esté ubicada en un tipo de suelo I o II. Cuya equivalencia cercana en la norma peruana serían los tipos S1 y S2. 3. La superestructura tenga menos de cinco pisos y altura menor de 20 m. 4. El periodo efectivo T_M (a desplazamiento máximo en la dirección considerada) de la estructura aislada sea menor o igual a 3.0 s. 5. El periodo efectivo T_D (a desplazamiento de diseño en la dirección considerada) de la estructura aislada sea mayor que tres veces el periodo elástico de base fija de la superestructura. 6. La superestructura sea de configuración regular. 7. Para el sistema de aislación debe cumplir lo siguiente: <ul style="list-style-type: none"> - La rigidez efectiva de aislación para el desplazamiento de diseño sea mayor a un tercio de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento de diseño, cuyo motivo es la limitación a sistemas de aislación sin mucha degradación de rigidez. - El sistema de aislación tiene capacidad de producir una fuerza restitutiva lateral para el desplazamiento total de diseño D_{TD} de por lo menos 0.025 W (carga muerta sísmica total) mayor que la fuerza lateral para el 50% del D_{TD}, a menos que tenga la capacidad de mantenerse estable bajo carga vertical completa y admita un D_{TM} igual a 3.0 veces el D_{TD}. - El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación independientes de la velocidad de carga, por lo que sistemas friccionales de aislación deberán analizarse por análisis tiempo-historia.

	<ul style="list-style-type: none"> - El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de las cargas verticales y efectos de sollicitaciones bidireccionales. - El sistema de aislación debe alcanzar por lo menos más de M_M veces el D_{TD}, hasta el D_{TM}.
Desplazamiento de diseño y máximo	<ul style="list-style-type: none"> - El sistema de aislación se debe diseñar para soportar desplazamientos sísmicos laterales D_D considerando una superestructura rígida, proveyendo así de una estimación conservadora por lo que, actuando en cada dirección de los ejes principales de la estructura, será como mínimo: $D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$ <p> S_{D1}: Espectro de diseño para periodo de 1s. D_D: Desplazamiento de diseño (m.) T_D: Periodo efectivo de diseño (s.) B_D: Factor de reducción de amortiguamiento. g: Aceleración de la gravedad (m/s².) </p> <p>Y el desplazamiento máximo:</p> $D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M}$ <p> S_{M1}: Espectro máximo para periodo de 1s. D_M: Desplazamiento máximo (m.) T_M: Periodo máximo efectivo (s.) B_M: Factor de reducción de amortiguamiento. g: Aceleración de la gravedad (m/s².) </p>
Periodo efectivo de diseño y máximo	<ul style="list-style-type: none"> - El periodo efectivo T_D de la estructura para un desplazamiento de diseño se determina en base a las características fuerza-deformación del sistema de aislación. $T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} g}}$ <p> k_{Dmin}: Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada. </p> <ul style="list-style-type: none"> - El periodo efectivo T_M de la estructura para un desplazamiento máximo es:

	$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}}$ <p>k_{Mmin}: Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación al desplazamiento máximo en la dirección considerada.</p>
Amortiguamiento efectivo del sistema	<ul style="list-style-type: none"> - El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para desplazamiento de diseño, se calcula usando: $\beta_D = \frac{\sum E_D}{2\pi k_{Dmáx} D_D^2}$ <p>E_D: Energía disipada por ciclo, equivalente al área del lazo de histéresis para sismo de diseño a un desplazamiento D_D.</p> <p>$k_{Dmáx}$: Rigidez efectiva máxima del sistema de aislación al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.</p> - El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para desplazamiento máximo, se calcula usando: $\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_{Mmáx} D_M^2}$ <p>E_M: Energía disipada por ciclo, equivalente al área del lazo de histéresis para sismo máximo a un desplazamiento D_M.</p> <p>$k_{Mmáx}$: Rigidez efectiva máxima del sistema de aislación al desplazamiento máximo en la dirección considerada.</p>
Desplazamientos totales	<ul style="list-style-type: none"> - El desplazamiento total de diseño D_{TD} y el desplazamiento total máximo D_{TM}, de un sistema de aislación distribuido uniformemente no debe ser menor a: $D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$ $D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$ <p>e: Excentricidad real, medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental de 5% de la dimensión máxima.</p>

	<p>y: Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés perpendicular al eje de la solicitación sísmica.</p> <p>d: Dimensión en planta más larga de la estructura.</p> <p>b: Dimensión en planta más corta de la estructura perpendicular a d.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estos valores de D_{TD} y D_{TM} podrán tomar valores menores sólo si son mayores a 1.1 veces D_D y D_M respectivamente, siempre y cuando se demuestre con cálculos que el sistema de aislación resiste debidamente torsión, condición que no se aplica para sistemas de péndulos friccionales.
Fuerzas cortantes	<ul style="list-style-type: none"> - La fuerza cortante en la base por sismo de diseño V_h es conservadora debido a que $k_{Dmáx}$ lleva el máximo valor de rigidez frente a un desplazamiento D_D que toma su valor máximo al utilizar la mínima rigidez k_{Dmin}, por lo que implícitamente es una ecuación conservadora para el peor de los casos, y está dada por: $V_h = k_{Dmáx} D_D$ - A este valor se le reduce por un factor R_I para el diseño de la superestructura: $V_s = \frac{k_{Dmáx} D_D}{R_I}$ - Se reducirá a la cortante de la superestructura con un factor de $R_I = 3/8R \leq 2.0$ teniendo un valor mínimo de 1.0, mientras que para el diseño de los sistemas de aisladores y la subestructura permanecerá invariable. Para el diseño y ensayo de los aisladores se utilizarán también fuerzas y desplazamientos debidas al sismo máximo posible. - Se tomará en cuenta los límites dados para V_s en análisis estático para análisis dinámicos de espectro de respuesta y tiempo-historia si se realiza el diseño desde estos. El valor de la fuerza lateral mínima V_h a nivel de la interfaz de aislación no debe ser menor que la fuerza de corte V_s, y este no debe ser menor a: - La fuerza lateral sísmica para una estructura de base fija del mismo peso W y un periodo igual al de la estructura aislada T_D, considerando factor $U=1.0$ y

	<p>S=1.0 para cualquier suelo al calcular el cortante basal mínimo según NTE-E.030.</p> <ul style="list-style-type: none"> - El esfuerzo de corte basal por cargas de viento. - La fuerza lateral equivalente a 1.5 veces el nivel de fluencia del sistema de aislación (necesarias para activar el sistema de aislación por completo por 1.5), que para el caso de aisladores LRB es 1.5 veces las capacidades del núcleo de plomo Q. - El valor de V_s a nivel de la interfaz de aislación no necesita ser mayor al determinado por espectro elástico.
Distribución de fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> - Para el diseño usando el procedimiento estático, la fuerza F_x debe distribuirse a cada piso de la estructura asumiendo un patrón de distribución lateral de triángulo invertido, a diferencia de la norma NCH2745 en el que es uniforme. $F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$ <p> F_x: Porción de V_s asignado al nivel x. w_x: Porción de W que se encuentra a un nivel x. h_x: Altura desde la base al nivel x. </p> <ul style="list-style-type: none"> - Esto debido a que se requiere de este patrón para capturar los efectos de los modos más altos que pueden ser pasados por alto a causa de no modelar la flexibilidad de la superestructura ni considerar la no-linealidad del sistema de aislación explícitamente. El análisis tiempo-historia incorporaría directamente estos modos al modelar la flexibilidad y las propiedades no-lineales de la estructura.
Derivas permitidas	<ul style="list-style-type: none"> - El desplazamiento máximo para análisis estático en la superestructura es $0.010h_{sx}$.
Análisis Dinámico de respuesta espectral y en el tiempo	
Criterios y limitaciones	<p>El análisis de respuesta espectral se puede utilizar para el diseño sólo si:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La estructura se ubica en un tipo de suelo I, II o III, equivalentes al tipo S1, S2, S3 de la norma peruana. - El sistema de aislación esté definido por los requisitos del sistema de aislamiento para un análisis estático.

El análisis de respuesta en el tiempo se puede utilizar para cualquier estructura con aislación sísmica y es obligatoria para aquellas que no cumplan con los criterios del análisis dinámico. Los criterios mínimos de diseño para análisis dinámico establecidos son:

Parámetro	Análisis espectro de respuesta	Análisis tiempo-historia
Desplazamiento total de diseño D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Desplazamiento total máximo D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Fuerza de diseño en el sistema de aislación V_b	90% V_b	90% V_b
Fuerza de diseño en superestructura irregular V_s	100% V_s	80% V_s
Fuerza de diseño en superestructura regular V_s	80% V_s	60% V_s

- Se deberá escalar hacia arriba los resultados si estos son menores a los mínimos esfuerzos de corte lateral especificados anteriormente para ambos tipos de análisis dinámicos, y para análisis de respuesta en el tiempo se deberá tomar el valor máximo de interés si son tres registros, a menos que sean siete o más por lo que en ese caso se tomará el promedio de estos.

Desplazamientos de diseño y máximo

- Para análisis dinámico los valores de D_D y D_M son reemplazados por D_D' y D_M' como sigue:

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

T : Periodo de la superestructura con base fija.

Escalamiento de registros de aceleraciones	<ul style="list-style-type: none"> - Para cada par de los componentes de movimientos horizontales se construirá un SRSS tomando en función del SRSS del espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento un factor de escalamiento. Cada componente de cada par de registros deberá ser escalado por este factor de forma que en el rango de $0.5T_D$ hasta $1.25T_M$ el promedio del SRSS de todos los pares de registro horizontal no caiga por debajo de la correspondiente ordenada del espectro de respuesta usada en el diseño.
Desplazamientos totales	<ul style="list-style-type: none"> - Se da también como recomendación la utilización del 30% de la respuesta máxima espectral ortogonal al eje de interés como adición a la carga máxima de respuesta espectral para determinar los desplazamientos totales sólo para los modos altos de la estructura, para los modos fundamentales ya no se tomaría el 30% extra siempre y cuando se tome el valor máximo de carga de respuesta espectral.
Desplazamientos permitidos	<ul style="list-style-type: none"> - Para el desplazamiento máximo de la superestructura (incluyendo desplazamiento por deformación vertical del sistema de aislación) a diferencia del procedimiento estático, en análisis de espectro de respuesta se toma $0.015 h_{sx}$ y $0.020 h_{sx}$ para análisis tiempo-historia

3.4. Recomendaciones de diseño adicionales

Las estructuras con aislación sísmica deberían de diseñarse con modelos dinámicos lineales o no-lineales, pero en esta norma se establece como requisito un mínimo de fuerza y deformación resultados de un porcentaje de la demanda dada por fórmulas de análisis estático. Se da esto para proveer de seguridad en caso de que se diseñe de manera excesivamente no conservadora.

La cortante de diseño dinámico a cualquier piso no debe de ser menor al cortante de piso calculado como resultado de las fuerzas F_x por procedimientos ELF, esto para evitar subestimar los efectos de los modos más altos de la estructura por modelar los aisladores mediante rigidez efectiva y propiedades de amortiguación en vez de las propiedades no-lineales reales.

Los efectos del sismo vertical en el diseño se deberían de considerar si el sistema de aislación está basado en péndulos friccionales y los espectros para sismos máximos posibles serán amplificados por M_M respecto al espectro de sismo de diseño.

Se podrá utilizar modelos elásticos lineales en la estructura aislada si los componentes no lineales de la estructura se basan en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislación, y los elementos del sistema resistente son lineales para análisis de respuesta en el tiempo o modal espectral.

Para análisis de respuesta espectral se debe de dividir por el factor B_D al espectro de diseño en los modos fundamentales de vibración tomándose el menor valor entre este y el valor asociado a $\beta=0.30$, utilizándose valores coherentes de B_D para los demás modos con la razón de amortiguamiento de la superestructura supuesta fija al suelo.

La subestructura será diseñada una vez se demuestre que el 80% de la fuerza de corte sísmico se haya traspasado a los muros, diseñándose con las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor R_b y a la superestructura con R_s .

Los efectos de segundo orden o estabilidad por desplazamiento lateral del sismo máximo posible de la estructura por sobre o debajo del sistema de aislación junto a las fuerzas de gravedad, se deberán de hacer un chequeo explícito de la estabilidad cuando la razón entre el desplazamiento de entrepiso y la altura exceda de $0.010/R_s$.

Los casos de levantamiento local están permitidos siempre que las deflexiones resultantes no causen tensiones excesivas o inestabilidad en la estructura aislada. Los cálculos de levantamiento se podrán realizar utilizando tensiones en un modelo lineal.

El corte de diseño en los componentes de los aisladores como sus conectores se diseñan multiplicando el desplazamiento máximo D_M por la rigidez del aislador para el sismo máximo $k_{Mmáx}$ y para el cálculo de las fuerzas de diseño no se aplicarán factores de reducción.

La separación entre la edificación aislada y muros de contención, el plano medianero u otros será mayor al D_{TM} . Las estructuras que no forman parte de edificaciones como los estanques de agua se diseñarán utilizando desplazamientos y fuerzas de diseño como fue mencionado anteriormente.

El análisis de tiempo-historia es más adecuado cuando se utiliza para la verificación de algunos parámetros clave, tales como el desplazamiento de aislación, cargas de volteo o levantamiento y fuerzas cortantes por piso.

CAPÍTULO IV: ESTRUCTURACIÓN, MODELADO Y CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA

4.1. Descripción del proyecto

El presente proyecto es una edificación multifamiliar que cuenta con diez pisos y dos sótanos, el que se ubicaría en una zona residencial de alta densidad tipo 2 (RDA-2) en el distrito de Sachaca, provincia y departamento de Arequipa, (zonificación impuesta en el Plan de Desarrollo Metropolitano PDM 2016-2025). El terreno en el que se emplazará el edificio consta de un área total de 837 m^2 . Se considerará una capacidad portante del terreno de 1.85 kgf/cm^2 y el tipo de suelo como intermedio S_2 .

Las dimensiones del terreno son de 27.00m en el sentido paralelo a la calle y de 31.00m en el sentido perpendicular a este. El terreno no limita con otras estructuras y tiene un retiro frontal de 6.00m teniendo un área construida total del edificio de 6734.64 m^2 .

En el primer piso se encuentra un salón de usos múltiples, un gimnasio, el hall, la recepción y la caseta de vigilancia, que se encuentran junto a 4 estacionamientos y la rampa de ingreso. La primera planta de sótano cuenta con un cuarto de basura mientras que la segunda planta de estacionamiento con el cuarto de máquinas y la cisterna.

Desde el segundo hasta el décimo piso se encuentran los departamentos, siendo por cada planta cinco departamentos que cuentan con acceso directo desde el ascensor, consistiendo cada uno de estos con tres dormitorios, cocina, sala, comedor, lavandería, y dos baños.

Los límites de la propiedad están designados por los ejes A y O correspondientes al ancho de la fachada, y los ejes 1 y 14 desde la parte frontal hasta la parte posterior del terreno. La altura de entrepiso típica de la edificación es de 2.60m al igual que sucede con los sótanos, con excepción de la primera planta teniendo una altura de 3.00m.

Para el predimensionamiento de la estructura aislada se tomará en cuenta principalmente la superestructura, la subestructura permanecerá igual que si fuera una estructura convencional salvo por la discontinuación de las escaleras que van hacia la primera planta y el espaciamiento dejado para el libre desplazamiento de la caja de ascensor.

Al igual que con una estructura convencional, se tratará de hacer coincidir el centro de masas y el centro de rigideces lo más que se pueda, evitando así momentos torsores altos en la estructura aislada. Además de asegurarse que no exista levantamiento alguno en la estructura que pueda comprometer el sistema de aislación.

Se emplearán losas macizas en las zonas circundantes a las escaleras y al ascensor para un mejor comportamiento de diafragma rígido, a la vez que se colocan columnas para las escaleras en vez de placas.

EL peralte de las vigas y su espesor serán típicos, con unas dimensiones de 0.30 x 0.55m para todas las plantas. Se realizará el diseño para las losas de la estructura aislada como si de una estructura convencional se tratase, debido a que estas se diseñarán basados en cargas muertas y vivas que permanecen invariables en la edificación y en las que no intervienen cargas sísmicas.

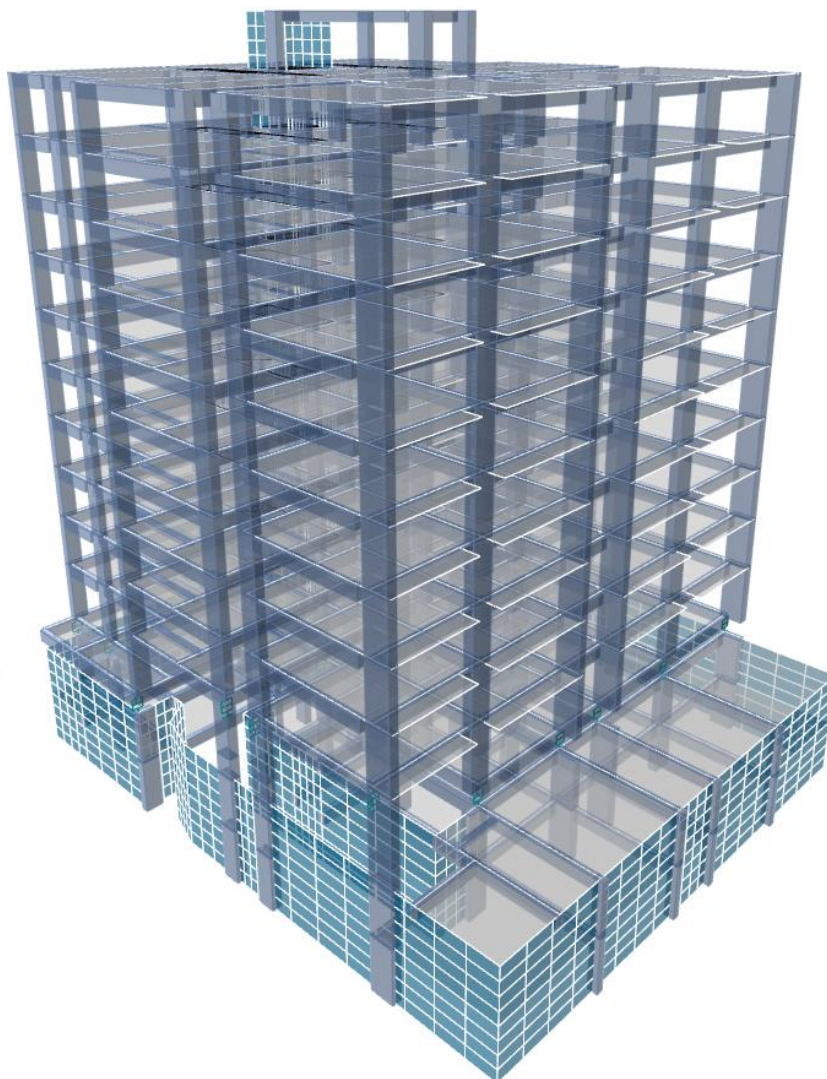


Figura 11. Modelo de la estructura aislada completa.

Teniendo en cuenta que la estructura es irregular por discontinuidad del diafragma para ambos sentidos, que el sistema estructural es aporticado con un suelo que tiene un perfil S2 y de categoría de edificación C, se emplearán 7 conjuntos de registros de aceleraciones del terreno para que sean consistentes con el sismo máximo posible teniendo en cuenta estas características.

El análisis de la estructura se realizará empleando el análisis modal por espectro de respuesta y de análisis en el tiempo, esto para realizar diversas comparaciones y verificar que los efectos en la estructura son correctos y de acuerdo a las condiciones establecidas en capítulos anteriores. El análisis modal por espectro de respuesta se utilizará principalmente como método para realizar el diseño de la superestructura y de la subestructura de la edificación, mientras que el método de análisis tiempo – historia se aplicará para realizar las comprobaciones de desplazamientos y derivas máximos de la estructura.

Se emplearán distintos modelos para el diseño y comprobación, siendo empleados modelos para diseño con espectros de respuesta con valores de $R=2$ y de $R=1$ para la superestructura y la subestructura respectivamente, además de un modelo para comprobaciones con análisis tiempo - historia en el sistema de aislación y en la superestructura.

A continuación, se muestran los acelerogramas a utilizar para el análisis de la estructura aislada, siendo 7 en total escogidos por las zonas en la que se produjeron y por los valores de aceleraciones cercanas al valor a escalar para su empleo en el programa de análisis.

Para esto se empleó el programa SeismoMatch, escalando así los pares de registros de aceleraciones al espectro de respuesta correspondiente de la edificación a analizar, tomando en cuenta el valor del coeficiente de reducción como $R=1$, como está indicado en la norma E.030 de diseño sismorresistente y posteriormente hallando el promedio con el que se trabajará mediante el método MEAN MATCHED SPECTRUM del programa.

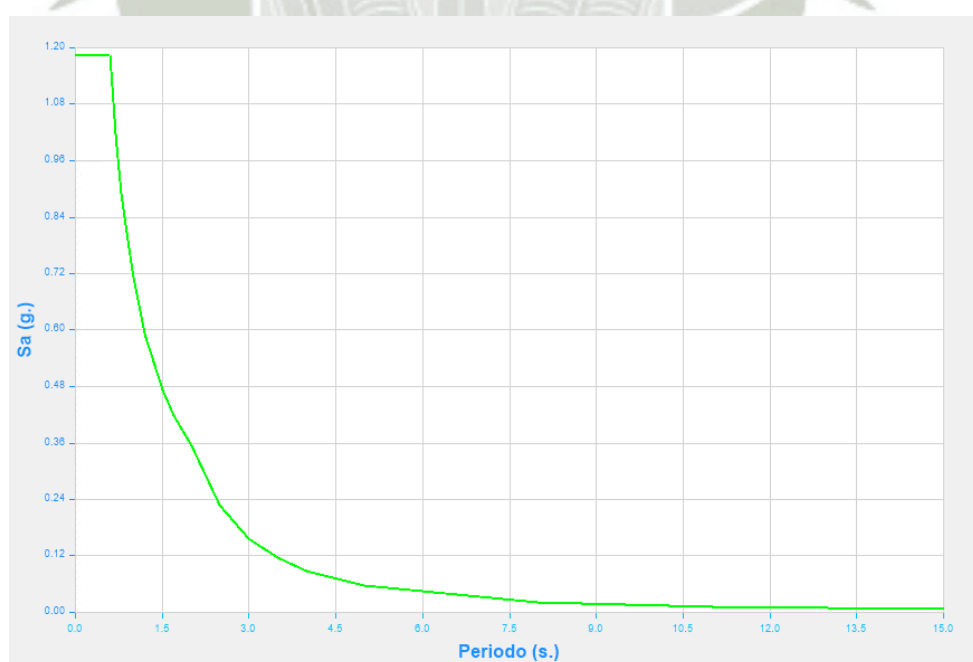
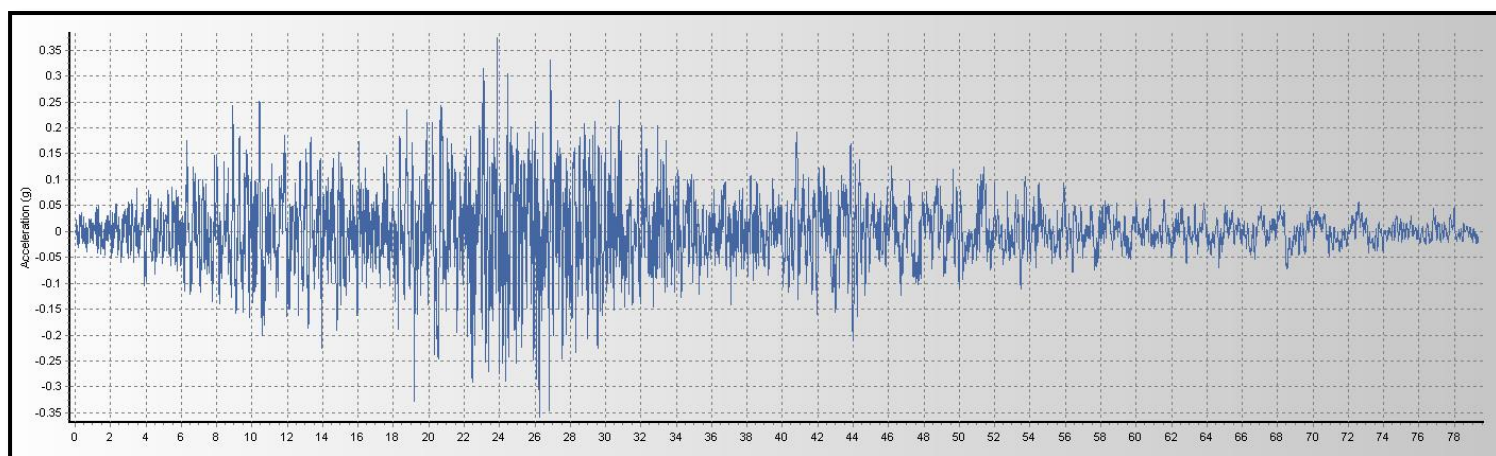


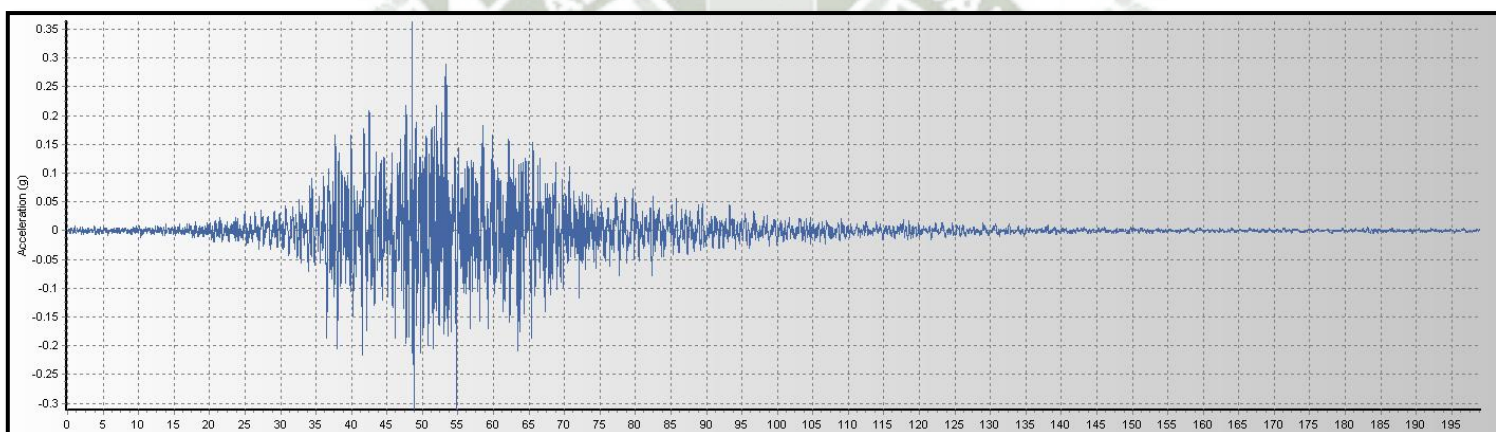
Figura 12. Espectro de respuesta para ambos ejes empleando $R=1$

Acelerogramas en X-X:

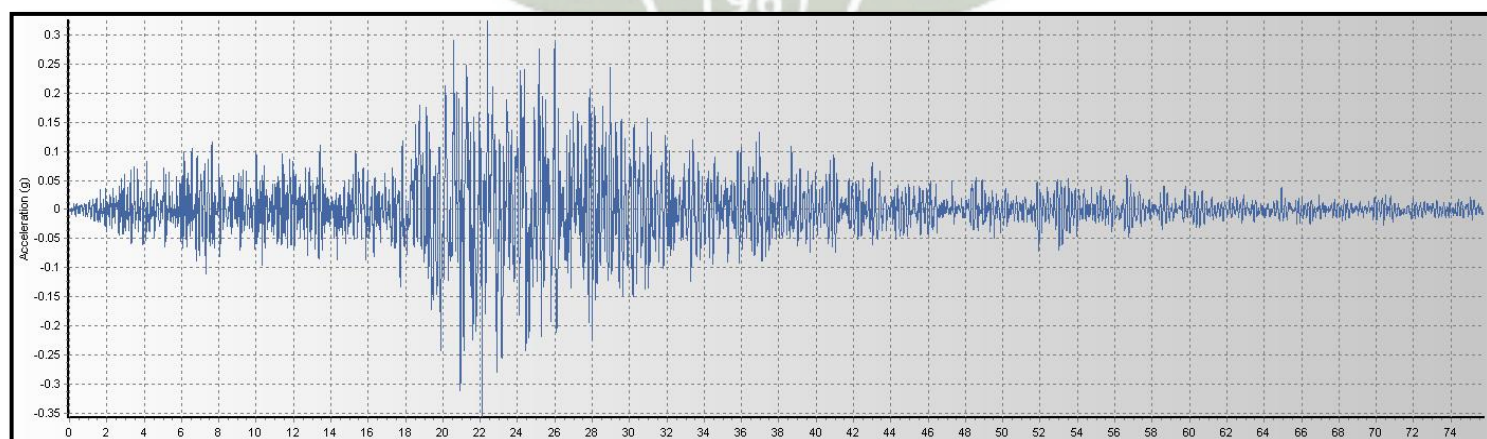
01. Chile-Valparaíso 1985



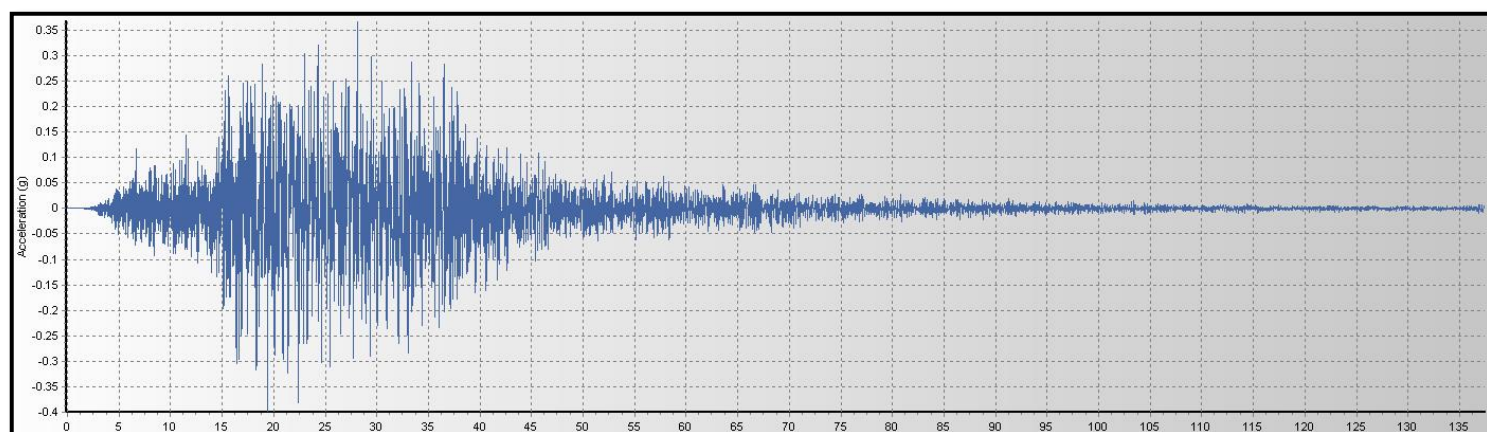
02. Arequipa-Moquegua 2001



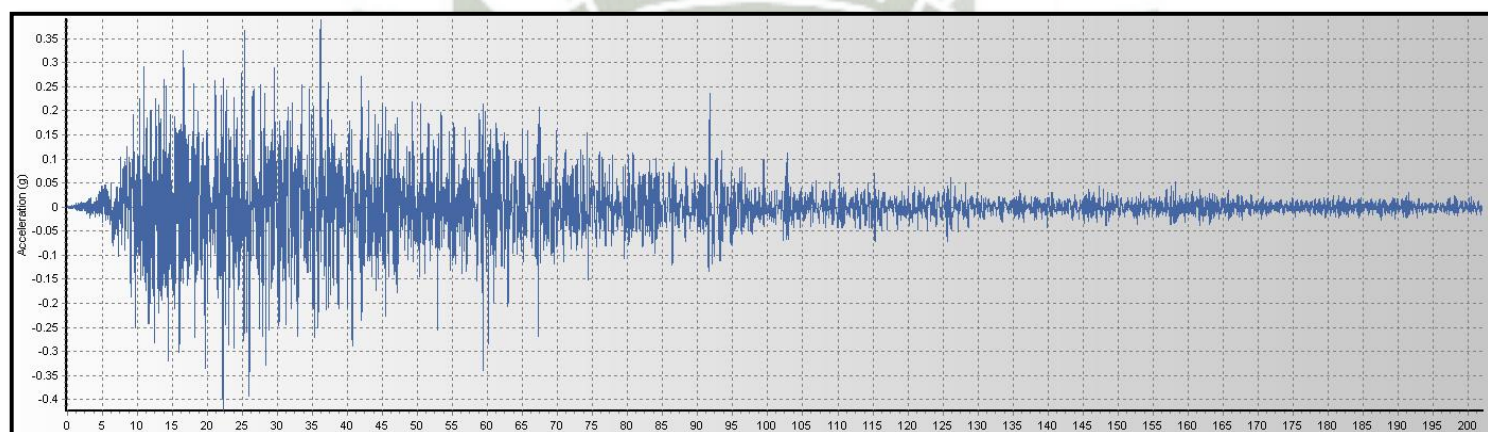
03. Tarapacá-Cuya 2005



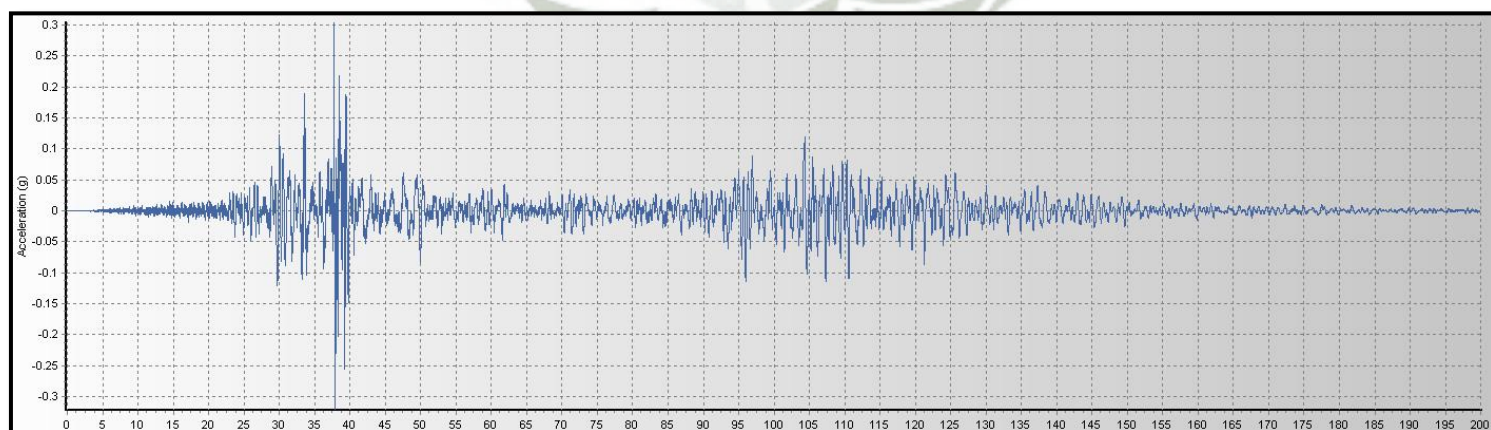
04. Tarapacá-Pica 2005



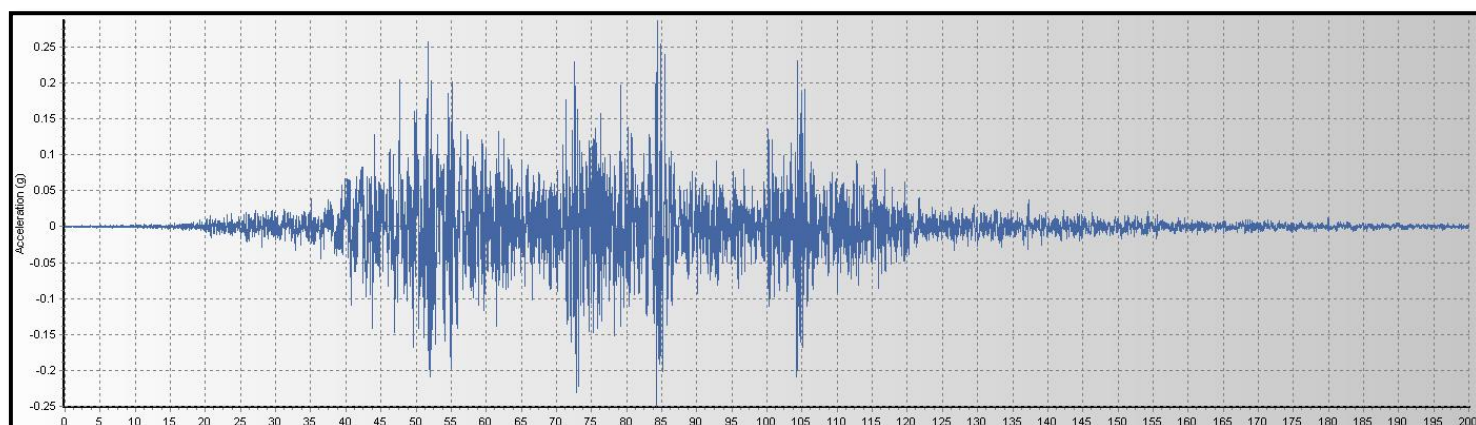
05. Maule-Concepción 2010



06. Pisco 2007

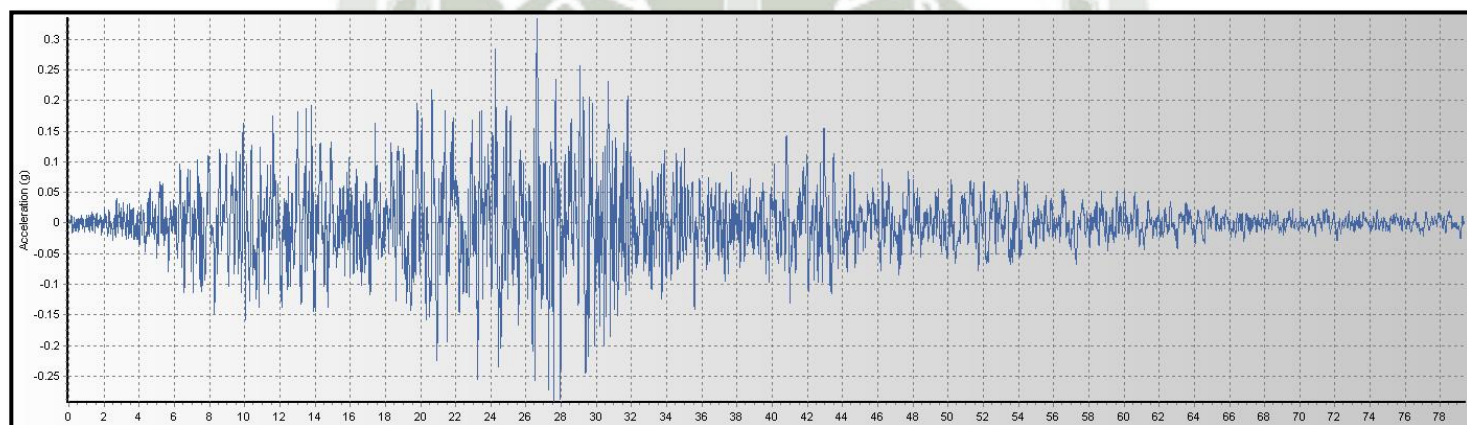


07. Maule-Curicó 2010

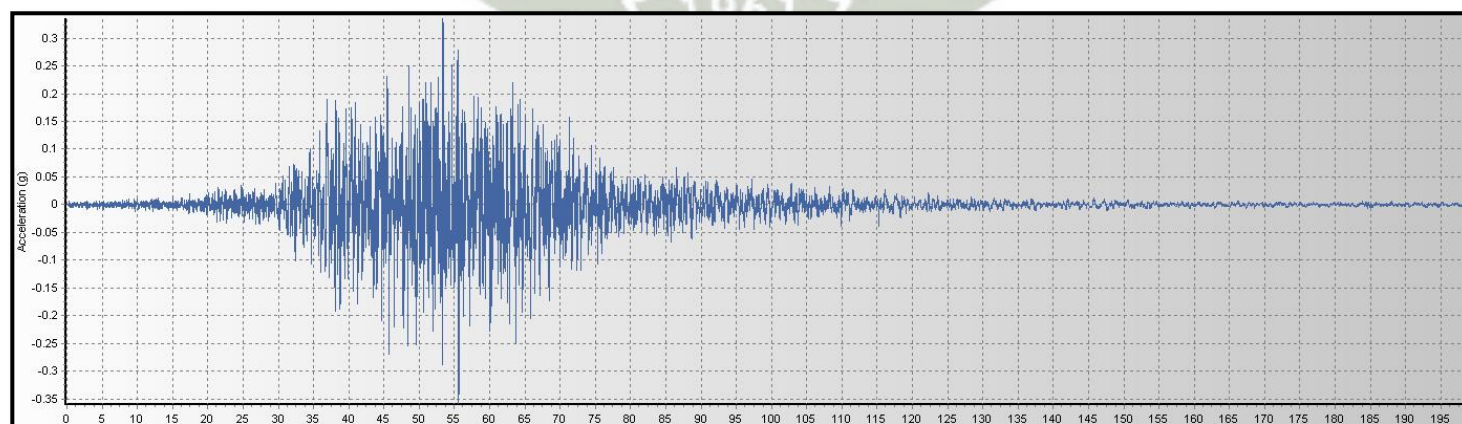


Acelerogramas en Y-Y:

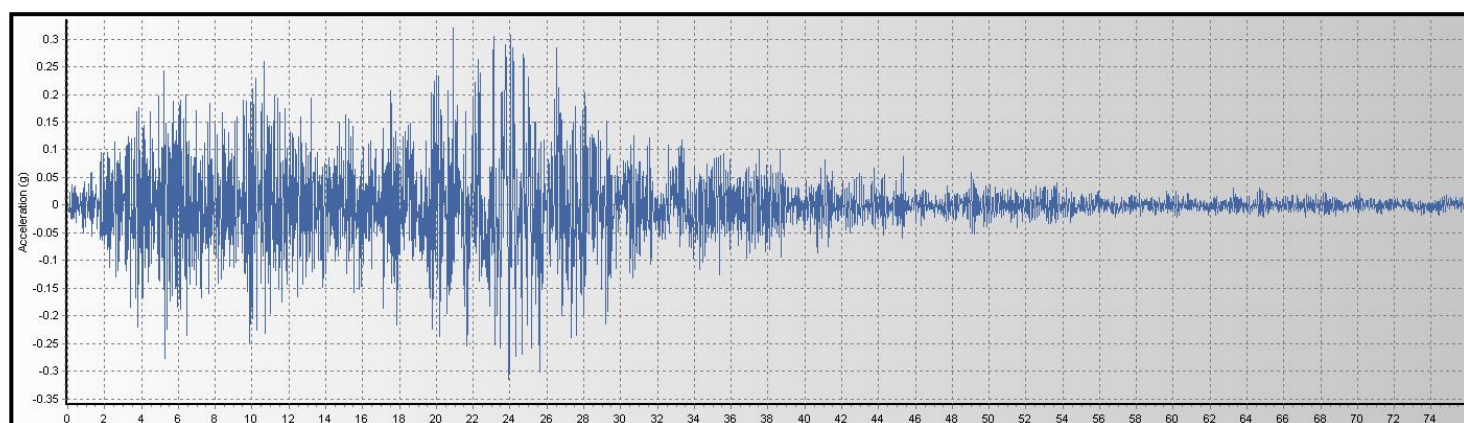
01. Chile-Valparaíso 1985



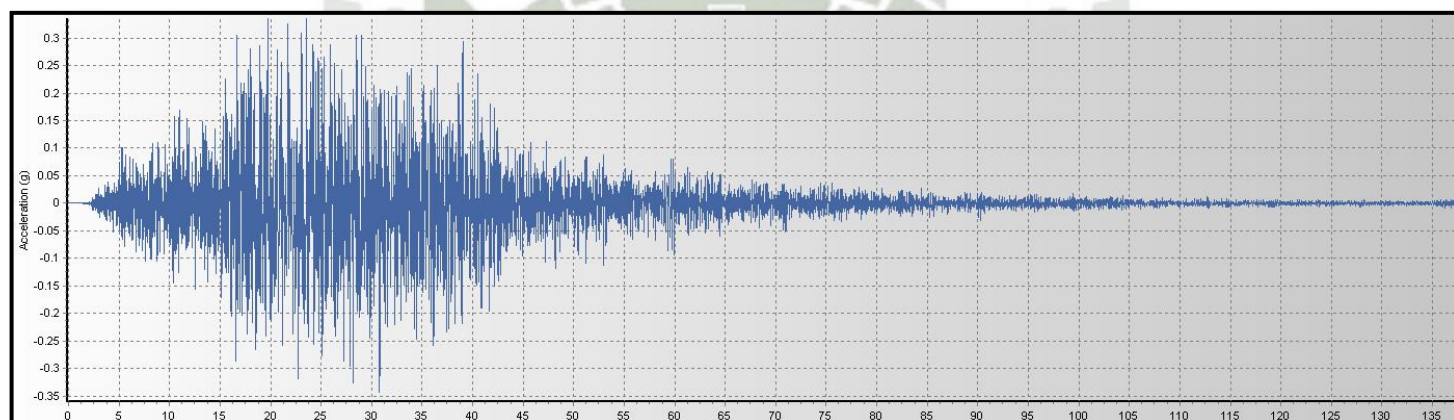
02. Arequipa-Moquegua 2001



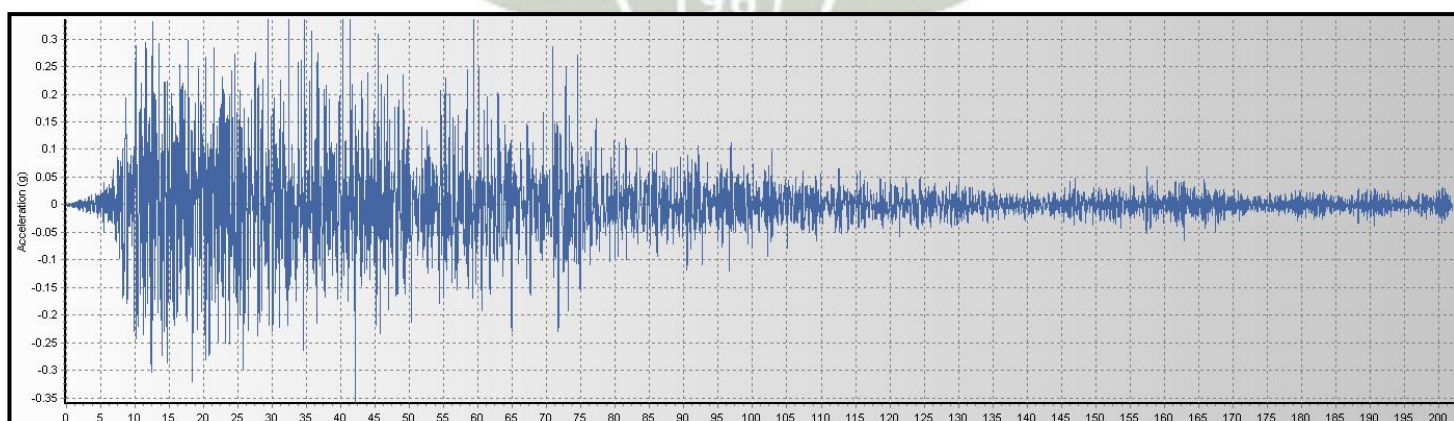
03. Tarapacá-Cuya 2005



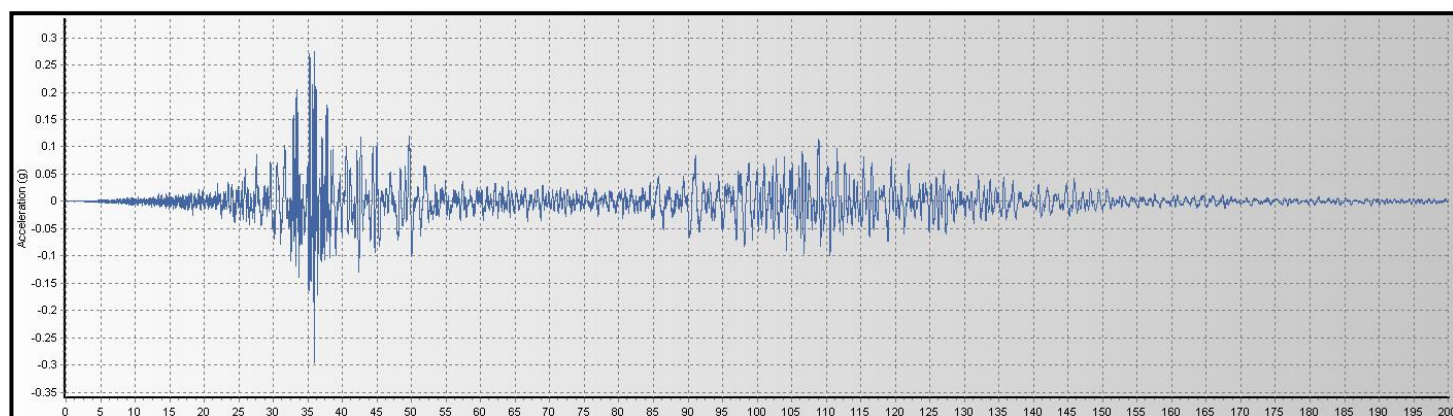
04. Tarapacá-Pica 2005



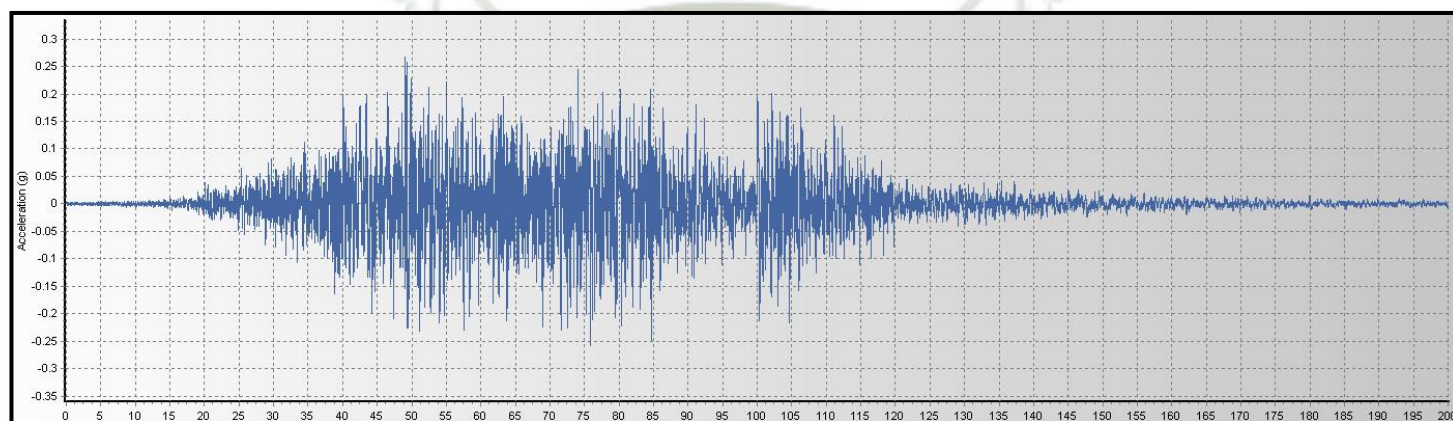
05. Maule-Concepción 2010



06. Pisco 2007

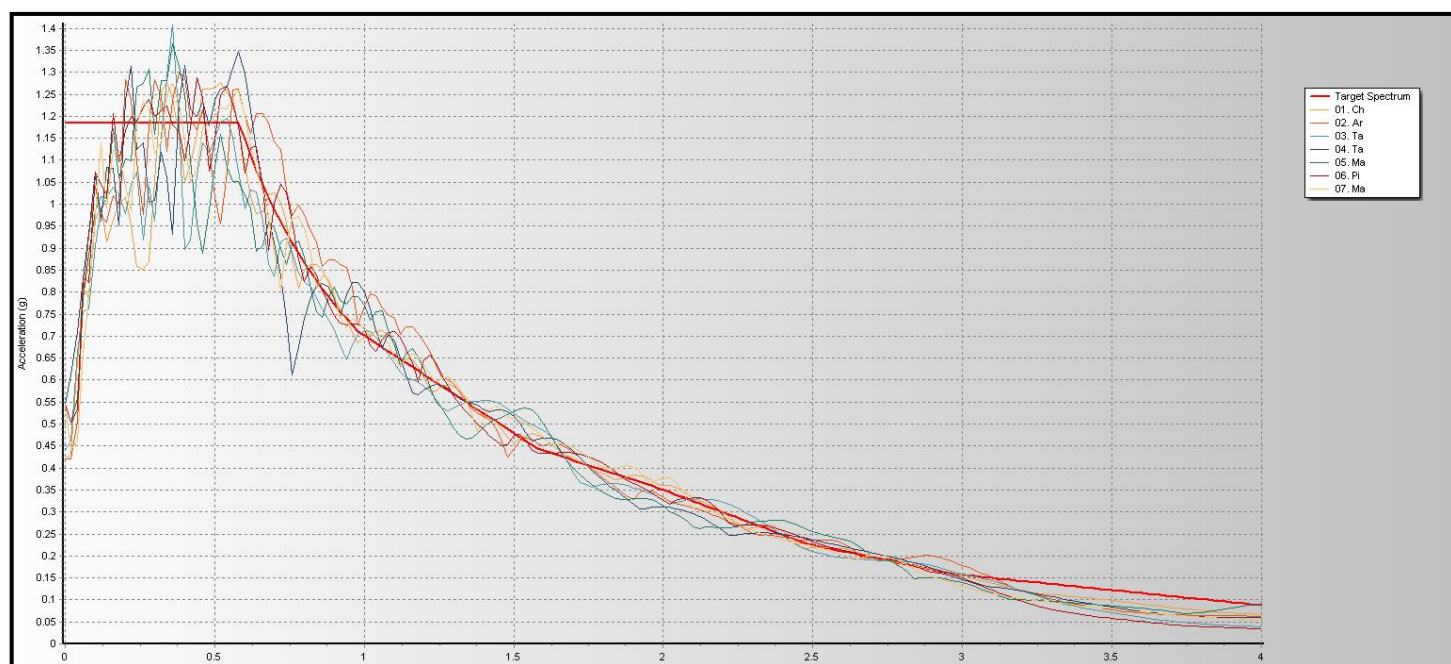


07. Maule-Curicó 2010



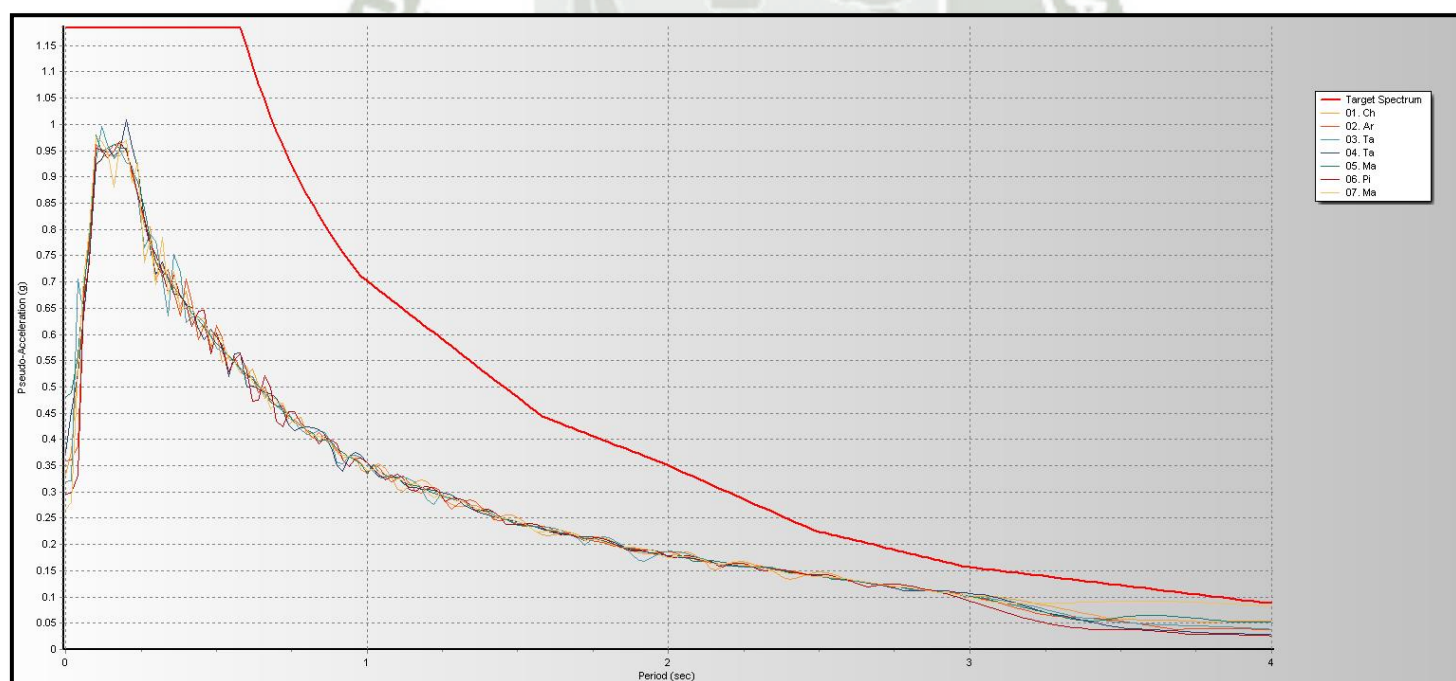
Comparación entre acelerogramas originales y escalados al espectro de diseño en X-X

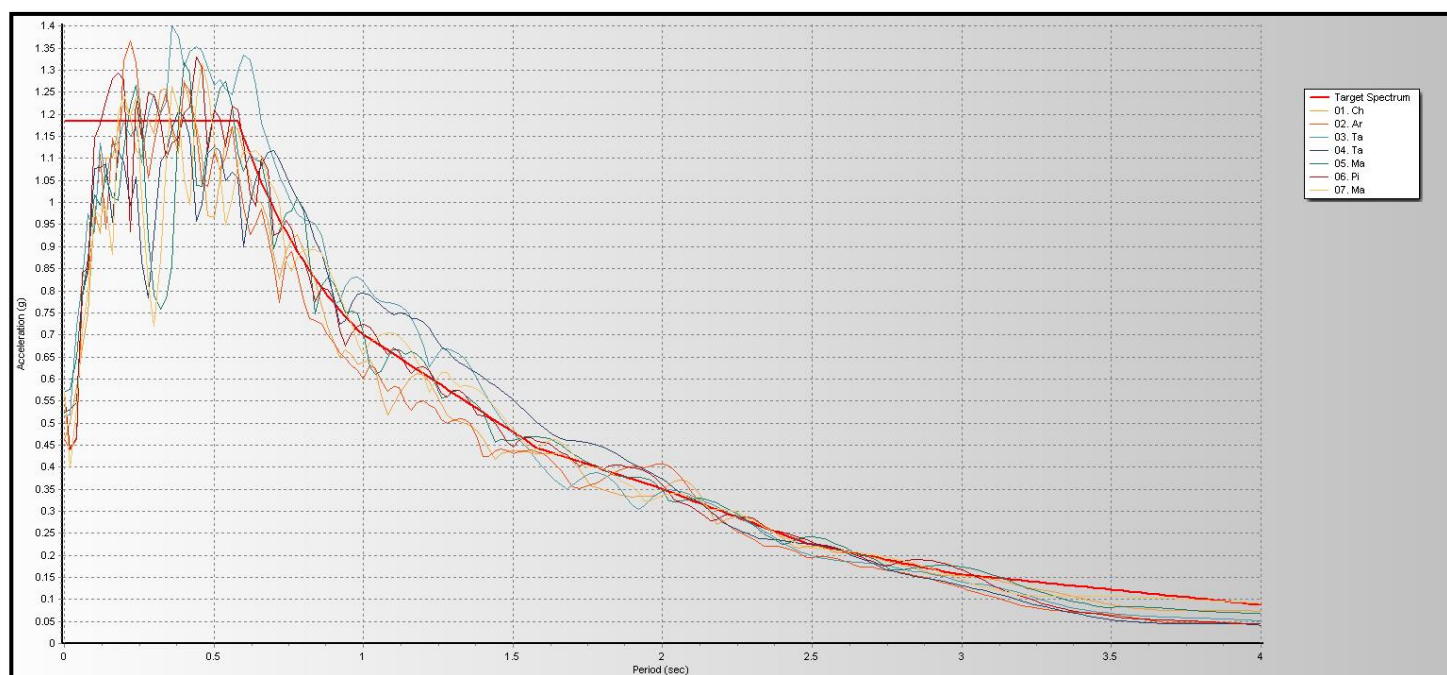




(escalado)

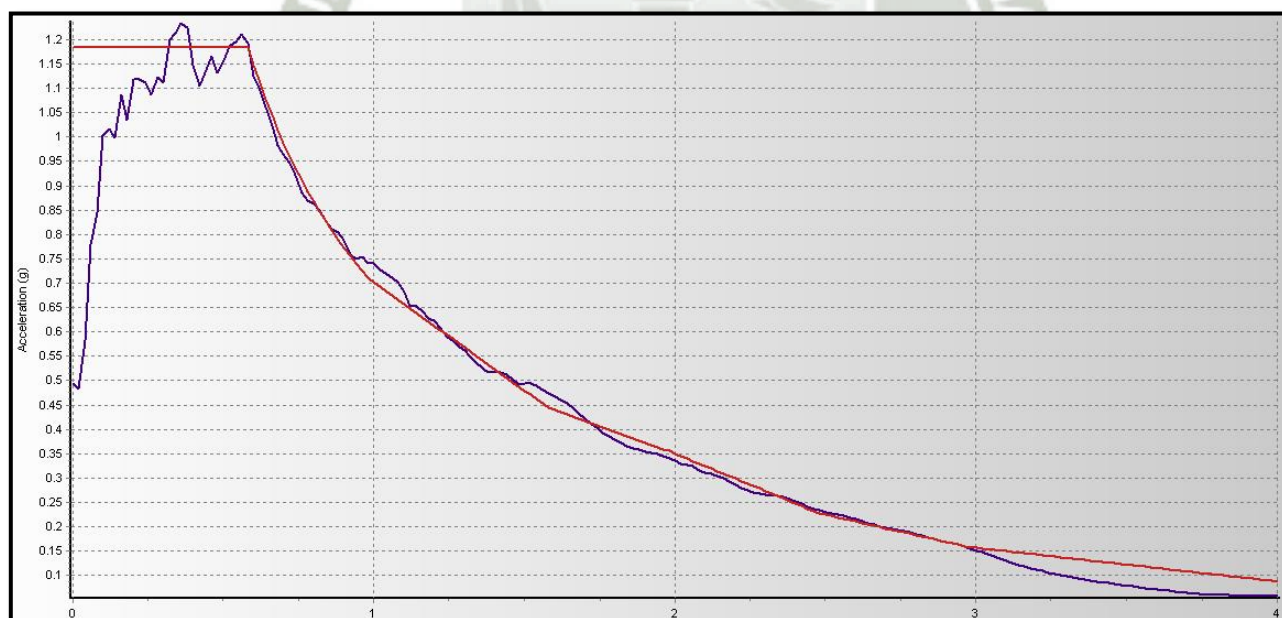
Comparación entre acelerogramas originales y escalados al espectro de diseño en Y-Y



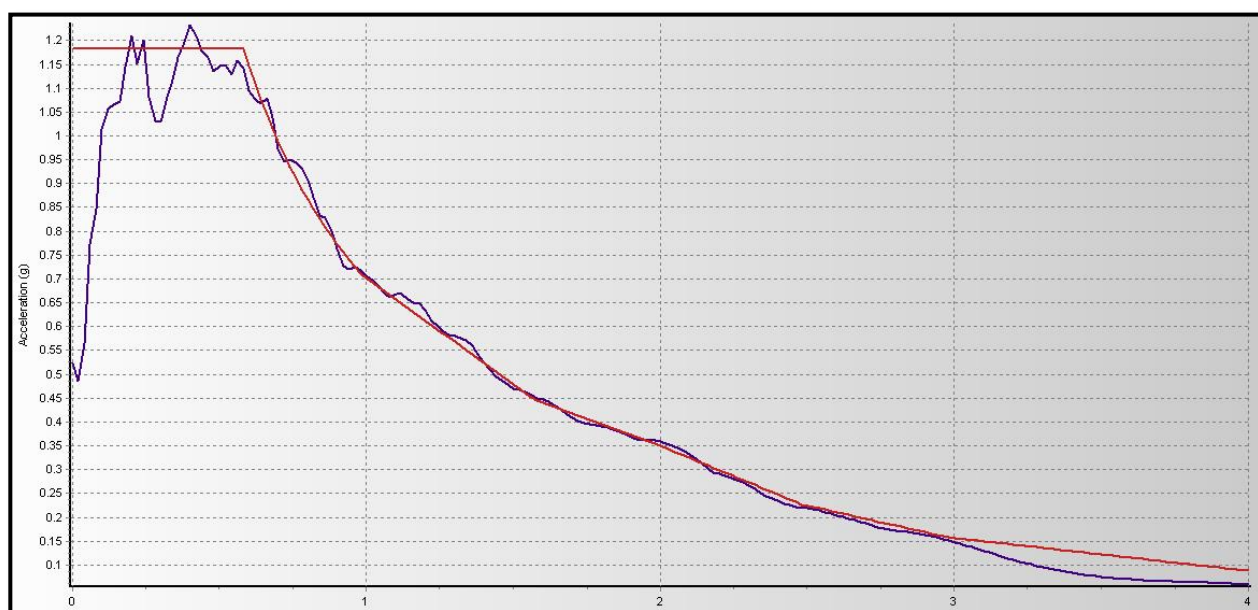


(escalado)

Espectro de diseño escalado promedio de los registros de aceleraciones en X-X:

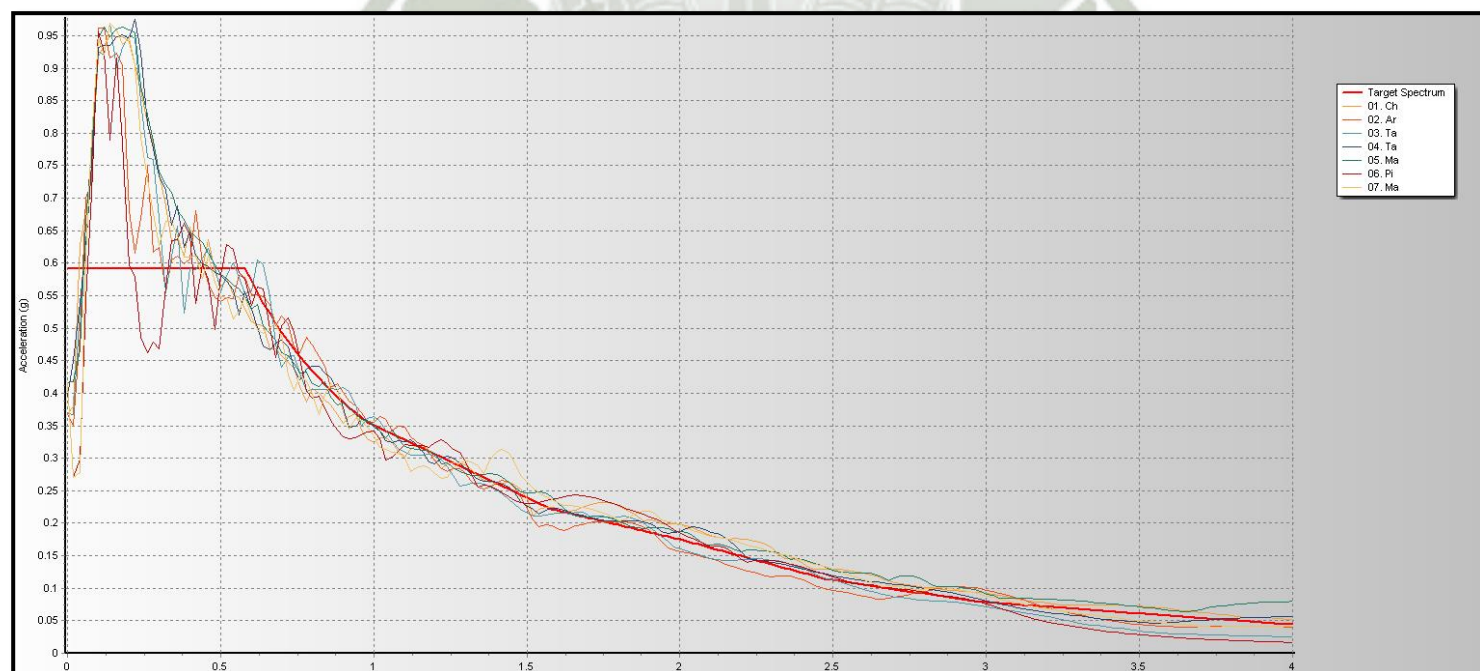


Espectro de diseño escalado promedio de los registros de aceleraciones en Y-Y:

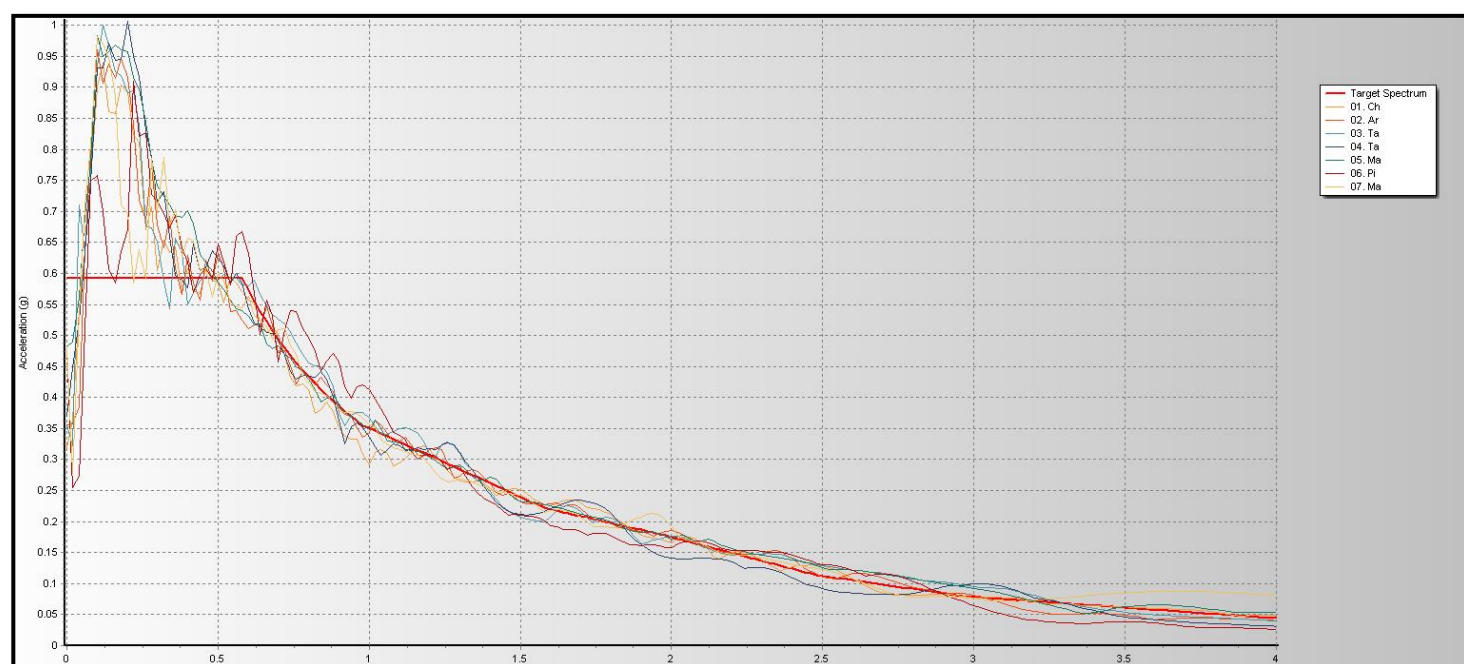


De igual manera se escalan los conjuntos de registros a un espectro de diseño con el valor del coeficiente de reducción $R=2$, utilizado para la comprobación de derivas en la superestructura.

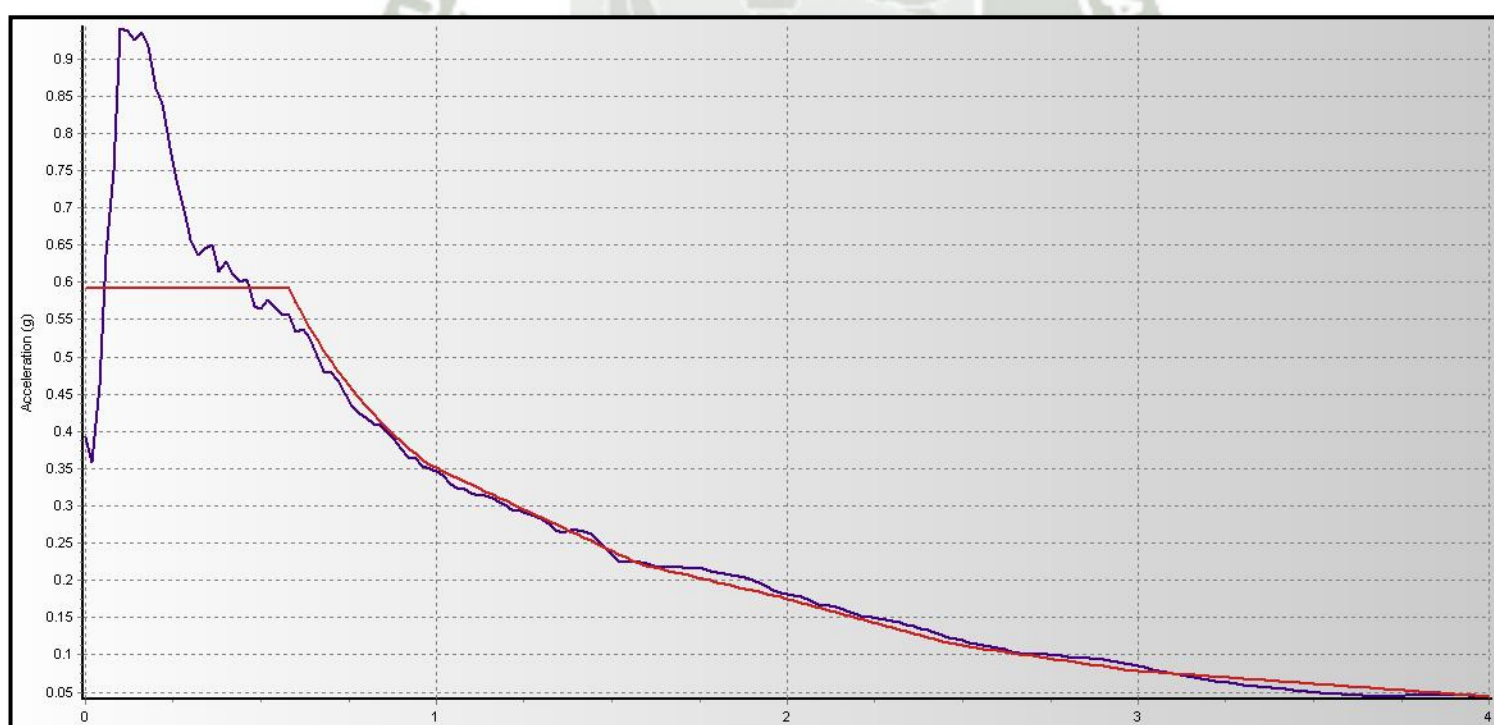
Acelerogramas escalados al espectro de diseño $R=2$ en X-X:



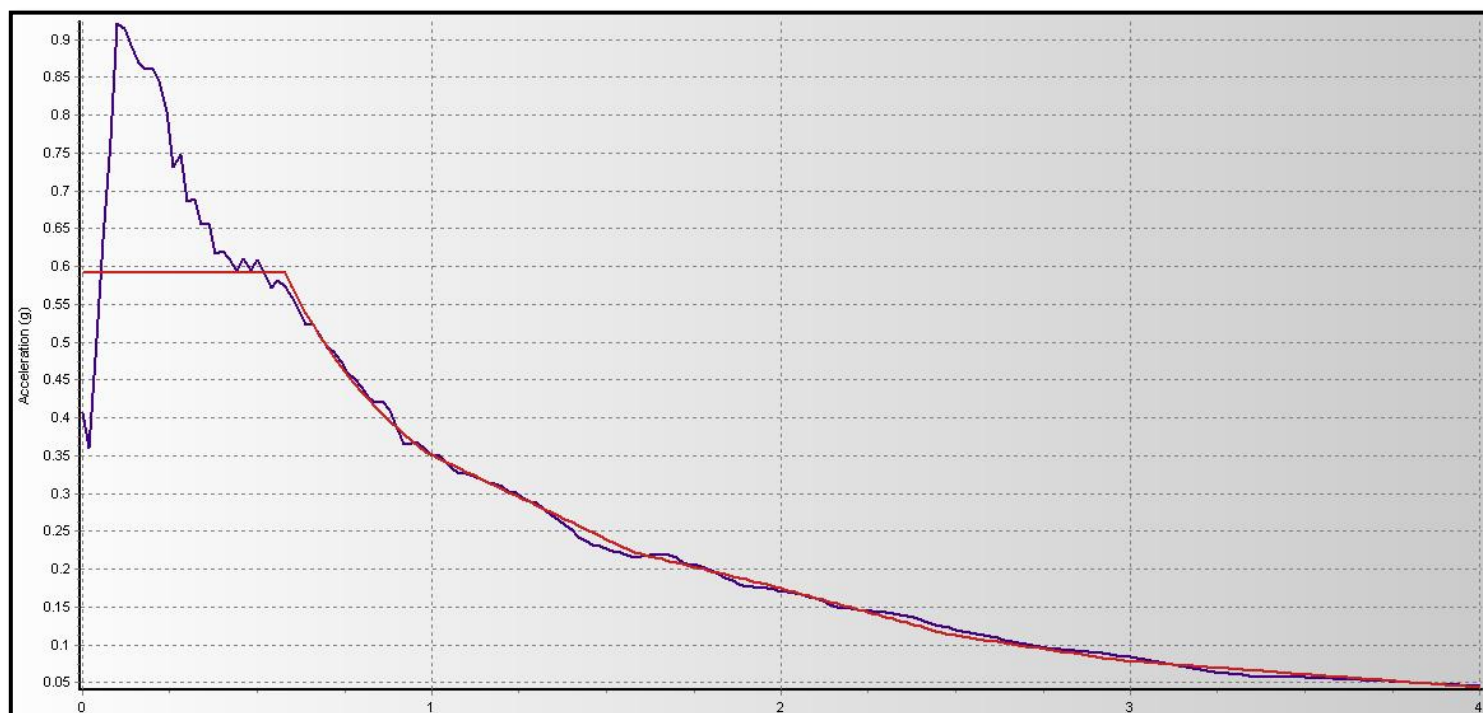
Acelerogramas escalados al espectro de diseño R=2 en Y-Y:



Espectro de diseño R=2 escalado promedio de los registros de aceleraciones en X-X:



Espectro de diseño R=2 escalado promedio de los registros de aceleraciones en Y-Y:



4.2. Criterios de estructuración

En esta sección se definen los elementos estructurales (columnas, losas, vigas, etc.) basados en los planos de arquitectura del proyecto y los límites establecidos en este para darles una ubicación.

Primeramente, para la estructuración de la edificación con sistemas de aislación basal se tomará como base a modificar la arquitectura de la edificación convencional, siendo ésta la que menos debe de variar, debido a que algún cambio brusco en la arquitectura de la estructura implicaría pérdida de funcionalidad, regularidad y seguridad.

Como primera modificación necesaria, se dejó 1.00 m de espacio libre en la edificación en ambos lados perpendiculares al eje Y-Y y 1.00 m en el lado más alejado de la fachada del eje X-X. Este espaciamiento no afecta a la planta típica, sirviendo solamente para el libre desplazamiento de la superestructura con aisladores, permaneciendo los sótanos sin afectar conservando la misma cantidad de estacionamientos iniciales junto a una correcta circulación.

Se colocarán aisladores a nivel de la calle sobre las columnas del sótano, medida necesaria para la libre circulación en la rampa de acceso vehicular del edificio, a excepción de 3 aisladores que se colocarían a mayor altura para permitir un flujo normal en la rampa del estacionamiento y así evitar interrupciones y otros problemas.

Para la correcta transmisión de esfuerzos en el sistema de aislación se empleará una losa de aislación que actúe como un diafragma rígido principalmente constituido por losas macizas. El número de aisladores a utilizar es dependiente del número de columnas en la estructura, por lo que se quitó buen número de columnas y todas las placas que se incluirían en un edificio convencional, pasando a ser un sistema aporticado con luces ligeramente más grandes.

Las vigas llegan a tener una luz libre mayor, justificable por la reducida acción sísmica debidas al sistema de aislación, a la vez que el número de estas disminuye por el número de columnas, junto a un aumento de peso total orientado hacia cada una de estas.

Cabe destacar que para la continuidad de la caja del ascensor y de las escaleras se tomaron distintas medidas, entre las cuáles se encuentran el hacer que la caja del ascensor sea sostenida completamente por la superestructura de la edificación al estar fuera de contacto con el suelo, pudiendo así desplazarse junto a la edificación aislada manteniendo un acceso hasta los sótanos sin necesidad de permanecer unido a estos.

Para el caso de las escaleras se decidió cortar el acceso de los sótanos a la primera planta, principalmente por la presencia de la losa de aislación, conservando la continuidad en las demás plantas.

En la edificación se tienen previstos utilizar 38 aisladores sísmicos, siendo 3 de estos colocados sobre columnas en el borde de la edificación a una mayor altura, asignando a las columnas una sección lo suficientemente fuerte para resistir posibles efectos P-delta provocados por la estructura aislada en su máximo desplazamiento.

Elementos no estructurales como la cisterna y el tanque elevado se ven afectados ligeramente, siendo la forma original de la cisterna cambiada y el tanque elevado desplazado unos metros apoyándose directamente sobre columnas, dejando de distribuir su peso hacia la caja del ascensor.

La ubicación de los elementos estructurales consistirá en tener una estructura que cumpla con criterios básicos como la economía del proyecto, la regularidad y continuidad de los elementos estructurales, garantizar la seguridad, la viabilidad y la correcta funcionalidad dentro de lo factible cumpliendo con los requerimientos de la arquitectura en la edificación.

Se colocó columnas para soportar a la estructura de la escalera, los que brindarían resistencia a la torsión en la zona más angosta del edificio, en vez de disponer de placas como estaba pensado inicialmente.

Se consideró para la ubicación de columnas el que exista la menor distancia entre el centro de masa del edificio y su centro de rigidez, de manera que se eviten momentos torsores en planta que puedan ser excesivos.

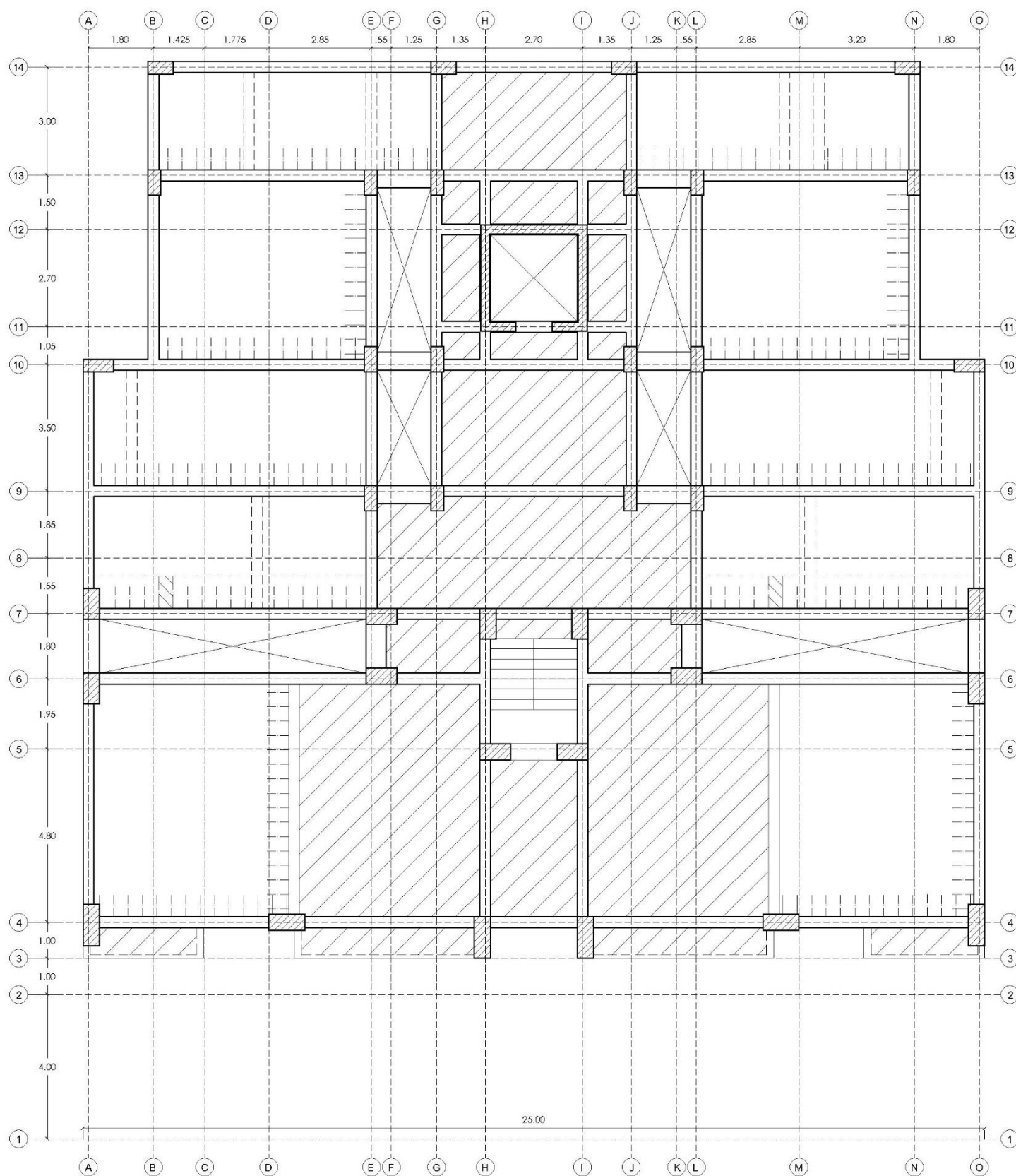


Figura 13. Estructuración de planta típica del edificio aislado

Para la subestructura, al contar con 2 sótanos, se emplazó a los muros de los linderos con un espesor de 25 cm, al igual que con los muros del eje C que soportarían la rampa de acceso vehicular.

Para poder transferir correctamente las fuerzas sísmicas a las placas y poder dar una mayor rigidez al diafragma rígido se utilizó losa maciza en las secciones cercanas a la caja de ascensor y a la escalera central de las plantas típicas de la superestructura.

Para los sótanos de estacionamiento se tomaron losas macizas sólo en los paños cercanos a la escalera y al ascensor, además de losas aligeradas unidireccionales en los paños restantes. Se utilizó también losas aligeradas en algunas losas de las plantas típicas, teniéndose que utilizar losas del tipo bidireccional en algunas zonas del edificio, esto debido a la densidad de muros presentes en esas secciones. Se cuenta también con vigas chatas para soportar directamente la tabiquería.

A las viguetas de las losas unidireccionales se las orientó hacia la menor dirección del paño procurando su continuidad. Todas las losas han sido consideradas de un espesor típico de 20cm para poder uniformizar la construcción, a excepción de las losas bidireccionales que contarían con 25cm de espesor. La mayoría de las vigas en la planta típica se tomaron con un ancho de 30 cm.

La estructuración se realizó procurando no afectar a la arquitectura del proyecto tomando en cuenta la elevación y simetría que tendría en planta, como también la continuidad de columnas y vigas sin alterar la rigidez del edificio.

Cabe destacar que las dimensiones o ubicación de los elementos estructurales irán variando hasta constituir una estructura final que cumpla con los requisitos anteriormente planteados, así como una mejor respuesta ante eventos sísmicos.

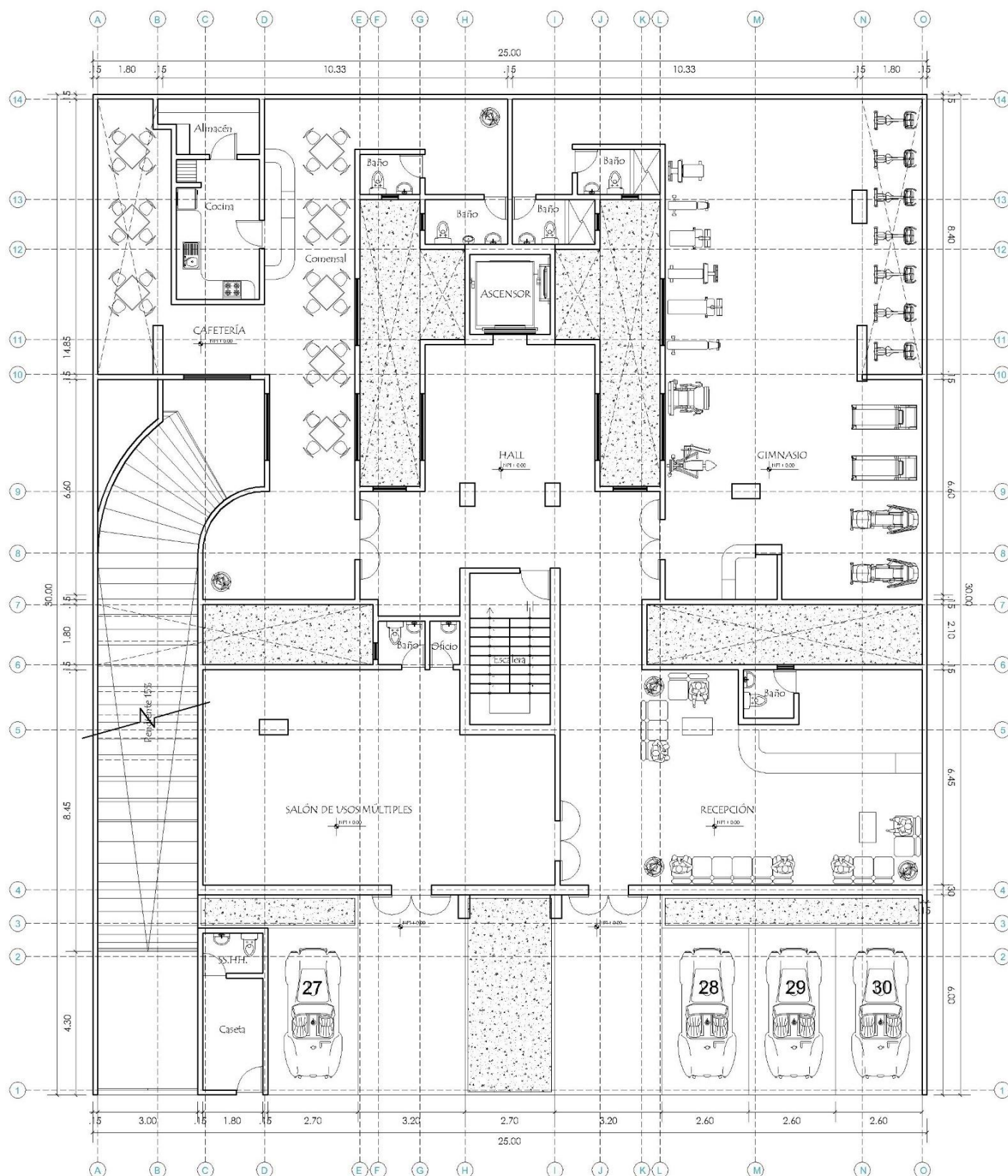


Figura 14. Primera planta de arquitectura.



4.3. Predimensionamiento de los elementos estructurales

4.3.1. Predimensionamiento de losas

4.3.1.1. Losas Aligeradas Unidireccionales

Para dimensionar el peralte de la losa aligerada se toma como recomendación el siguiente criterio basado en la longitud libre del tramo L_n :

Luz libre del tramo	L_n menor a 4.0 m	$4.0\text{ m} < L_n < 5.5\text{ m}$	$5.0\text{ m} < L_n < 6.5\text{ m}$	$6.0\text{ m} < L_n < 7.5\text{ m}$
Peralte de la losa	17 cm	20 cm	25 cm	30 cm

La recomendación anterior será válida si no se tienen sobrecargas de más de 350 kilogramos por metro cuadrado

O también se puede tomar un valor cercano a:

$$h = \frac{L_n}{25}$$

h : Peralte de la losa

L_n : Longitud libre de tramo

Para la estructura se utilizó losas aligeradas unidireccionales con un peralte de 20cm, incluso en aquellos paños en los que por recomendación deberían de haberse colocado 17cm, esto para poder obtener un mejor comportamiento y transferencia de fuerzas en el diafragma.

4.3.1.2. Losas Aligeradas Bidireccionales

En el caso de losas aligeradas armadas en dos direcciones se suelen utilizar cuando se tienen paños cuadrados, luces mayores o densidad de muros alta, por lo que se puede considerar:

Luz libre del tramo	$6.5\text{ m} < L_n < 7.5\text{ m}$	$7.0\text{ m} < L_n < 8.5\text{ m}$
Peralte de la losa	25 cm	30 cm

También se puede tomar un valor cercano a:

$$h = \frac{L_n}{40} + 5\text{ cm} \text{ ó } \frac{P}{180} + 5\text{ cm}$$

P : Perímetro de la losa

Se tomaron las losas bidireccionales de la estructura con un peralte de 25cm al ser este el valor mínimo recomendado.

4.3.1.3. Losas Macizas

Se puede tomar de forma aproximada para losas macizas su peralte considerando 5cm menos a los indicados para losas aligeradas armadas en dos direcciones, teniendo así:

$$h = \frac{Ln}{40} \text{ ó } \frac{P}{180}$$

De lo que también podría tomarse en cuenta:

Luz libre del tramo	Ln menor a 4.0 m	Ln menor a 5.5 m	Ln menor a 6.5 m	Ln menor a 7.5 m
Peralte de la losa	12 o 13 cm	15 cm	20 cm	25 cm

Para las plantas típicas al igual que en los sótanos de estacionamiento se consideraron losas macizas de 20 cm de peralte, aun cuando estas deberían de ser de 15cm por recomendación.

En la norma peruana E.060 se consideran peraltes mínimos para evitar la comprobación de deflexiones máximas basados en datos tales como la relación de rigideces viga/losa o la resistencia a fluencia del acero. Esto se verá con mayor detenimiento en el proceso de diseño de losas y vigas más adelante.

4.3.2. Predimensionamiento de vigas

Para el dimensionado de vigas se toma en cuenta que estas deben de tener un ancho de por lo menos 25 cm si estas pertenecen a la estructura sismorresistente principal del edificio.

Luz libre del tramo	Ln menor a 5.5 m	Ln menor a 6.5 m	Ln menor a 7.5 m	Ln menor a 8.5 m	Ln menor a 9.5 m
Peralte de la viga	50 cm	60 cm	70 cm	75 - 80 cm	85 - 90 cm
Ancho de la viga	25 - 30 cm	25 - 40 cm	25 - 50 cm	30 - 40 cm	30 - 40 cm

Pueden tomarse valores referenciales para el peralte de la viga como:

$$h = \frac{Ln}{10} \text{ ó } \frac{Ln}{12}$$

Para el caso de las vigas chatas se tomaron los valores típicos de 30 cm y 40cm como ancho de viga y de peralte el mismo valor que el de la losa, procurando no sobrepasar los 4 m de longitud de tramo de viga.

A gran parte de las vigas peraltadas se las tomó con dimensiones de 30 x 55 cm, con excepción de algunas vigas encontradas en el exterior de la estructura de las que se dispuso con peraltes de 60 y 65 cm, tomándose en cuenta que sólo se puede aumentar el peralte en estas vigas por arquitectura.

4.3.3. Predimensionamiento de columnas

Al ser una edificación con un número de pisos considerable, se puede destacar que las cargas axiales serán importantes respecto al momento que se puedan producir en estas, además de existir luces cercanas a los 7.0 metros en la estructura.

Por lo que buscando una forma de dimensionamiento se pueden tomar esfuerzos de compresión de $0.45 f'c$ y $0.35 f'c$ (columnas exteriores) para las columnas producidas por cargas axiales de servicio.

Esta recomendación será válida si se cuenta con muros de corte en ambas direcciones, de manera que la rigidez lateral es tomada principalmente por estos.

El valor de $f'c$ para este caso será de 210 kgf/cm^2 y se hallará la carga vertical aproximada correspondiente a cada columna tomando un valor de 1 tonf/m^2 para el área tributaria de cada columna multiplicado por el número de pisos de la edificación.

$$Acol = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 f'c}$$
$$Acol (\text{externa}) = \frac{P (\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

P : Carga vertical de servicio (kgf)

$f'c$: Resistencia especificada a la compresión del concreto (kgf/cm^2)

$Acol$: Área de la sección transversal de la columna (cm^2)

Para esta estructura se utilizó columnas con dimensiones de 35 x 70 cm, 35 x 85 cm, 45 x 85 cm, 100 x 45 cm y de 1.15 x 45 cm, con un $f'c$ de 280 kgf/cm^2 hasta la quinta planta del edificio, soportando alrededor de 350 toneladas la columna más afectada, de ser posible dirigiendo la dimensión más larga de las columnas hacia el eje X-X con la intención de apoyar la rigidez lateral para esa dirección.

4.3.4. Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna

Para el dimensionado se tomó a la cisterna de concreto armado con muros de espesor de 20 cm, la cual estaría ubicada en la parte baja del segundo sótano.

Se ubicó al tanque elevado entre la escalera y la caja del ascensor a una altura de 2.5 metros por encima del techo, siendo este de concreto armado dimensionado en base a la norma IS.010 – “Instalaciones sanitarias para edificaciones”

- La edificación cuenta con 3 dormitorios por departamento, por lo que se utilizará una dotación de 1200 l/d.
- Son 5 departamentos por piso y 9 pisos en total.
- Existe una cafetería en la primera planta, considerándose 1.5 m³/día.
- La cantidad total en dotación sería de 55500 litros/día o 55.5 m³/día.

Tomando en cuenta que la edificación es de más de 15 metros, se empleará agua contra incendio, siendo 25 m³ la capacidad de almacenamiento mínima en la cisterna o en el tanque elevado de los que para este tipo de edificación se reservarán 25 m³ adicionales de capacidad.

El volumen de la cisterna no será menor a los ¾ del consumo diario con una relación de lados cercana a 2:3, mientras que el volumen del tanque elevado no será menor a 1/3 del consumo diario, por lo que se realiza el siguiente dimensionamiento:

$$V_{te} = \frac{Qd}{3} + 25 = \frac{55.5}{3} + 25 = 43.5 \text{ m}^3$$

V_{te} : Volumen de agua en el tanque elevado

Qd : Dotación diaria total del edificio

- Largo = 7.50 m
- Ancho = 2.30 m
- Área = 17.25 m²
- Tirante de agua = 43.5/17.25 = 2.52
- Altura total = Tirante de agua + altura libre = 2.52 + 0.40 = 2.95 m

$$V_{cis} = \frac{3 \cdot Qd}{4} = 3 \cdot \frac{55.5}{4} = 41.63 \text{ m}^3$$

V_{cis} : Volumen de agua en la cisterna

- Largo = 8.3 m
- Ancho = 2.25 m
- Área = 18.675 m²
- Tirante del agua = 41.63 / 18.675 = 2.23

- Altura total = Tirante de agua + altura libre = $2.23 + 50 = 2.73 = 2.75 \text{ m}$

En estos valores no se consideraron los espesores de los muros o de las losas de concreto.

4.4. Consideraciones para cargas

Para determinar las cargas en las losas aligeradas se tomó viguetas de 10cm de espesor separadas a una distancia de 40cm considerando que los ladrillos serán de dimensiones 30x30x15 cm. La altura total de la losa es de 20cm contando los 5cm de la losa de concreto, siendo la altura total para losas bidireccionales de 25cm.

Las losas de concreto armado tienen un peralte de 20 cm para las losas de la edificación. El piso terminado se considera de 5cm de espesor, colocándose encima de las losas aligeradas y macizas. Se consideraron las siguientes cargas vivas en base a la norma E.020:

	Carga Muerta
Piso terminado	100 kgf/m ²

	Carga Viva
Sobrecarga vivienda	200 kgf/m ²
Sobrecarga corredores y escaleras	200 kgf/m ²
Sobrecarga garajes (Sótanos)	250 kgf/m ²
Último piso o azotea	100 kgf/m ²

La tabiquería presente en la edificación es de 15cm de espesor con alturas de piso a techo o viga, tomándose valores de 1.90 ton/m^3 para su densidad. El valor de carga se tomará por metro lineal considerando una altura de muro total de 2.40m, dando así 684 kgf/m. Se considerará adicionalmente el peso dado por el volumen de agua hallado en el tanque elevado previamente, así como distintas disposiciones de carga viva aplicada sobre los paños, siendo alternada de forma discontinua en ambos ejes y tomándose su envolvente como valor de carga viva total.

4.5. Metrado de cargas en la estructura

El metrado consistirá en realizar un estimado de las cargas actuantes sobre los principales elementos estructurales de la edificación, empleándose las consideraciones anteriormente mencionadas para cargas de acuerdo a las normativas peruanas.

4.5.1. Metrado para Losas

Para las losas aligeradas se tomó en cuenta espaciamientos de 40 cm, contando las losas de 20 cm con 300 kgf/m² y las bidireccionales de 25 cm con 350 kgf/m² como carga muerta. Siendo el peso unitario para el concreto de 2.40 ton/m³ en las losas macizas de 20 cm de espesor. A continuación, se muestran los cálculos para la determinación de las cargas por planta:

Tipo de Planta	Tipo de Losa	Tipo de Carga	Descripción	Cálculo	Metrado	
Sótanos	Aligerado Unidireccional	Carga Muerta	Peso Propio	0.30 x 0.40	0.12	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
			Total		0.16	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Estacionamientos	0.25 x 0.40	0.10	ton/m
Losa de Aislación	Losa Maciza	Carga Muerta	Peso Propio	0.20 x 1.00 x 2.40	0.48	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 1.00	0.10	ton/m
			Total		0.58	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.20 x 1.00	0.20	ton/m
Planta Típica	Aligerado Unidireccional	Carga Muerta	Peso Propio	0.30 x 0.40	0.12	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
			Total		0.16	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.20 x 0.40	0.08	ton/m
	Aligerado Bidireccional	Carga Muerta	Peso Propio	0.35 x 0.40	0.14	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
			Total		0.18	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.20 x 0.40	0.08	ton/m
	Losa Maciza	Carga Muerta	Peso Propio	0.20 x 1.00 x 2.40	0.48	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 1.00	0.10	ton/m
			Total		0.58	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.20 x 1.00	0.20	ton/m
Última Planta	Aligerado Unidireccional	Carga Muerta	Peso Propio	0.30 x 0.40	0.12	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
			Total		0.16	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
	Aligerado Bidireccional	Carga Muerta	Peso Propio	0.35 x 0.40	0.14	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
			Total		0.18	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.10 x 0.40	0.04	ton/m
	Losa Maciza	Carga Muerta	Peso Propio	0.20 x 1.00 x 2.40	0.48	ton/m
			Piso Terminado	0.10 x 1.00	0.10	ton/m
			Total		0.58	ton/m
		Carga Viva	Sobrecarga Vivienda y Corredores	0.10 x 1.00	0.10	ton/m

4.5.2. Metrado para Vigas

Las vigas soportarán a las losas actuando como elementos de apoyo, recibiendo cargas adicionales como la de tabiquería, piso terminado y el peso propio, considerando las cargas en losas bidireccionales como si fueran trapezoidales y considerando 4 veces el espesor de losa como ancho tributario para la dirección paralela a las losas unidireccionales. A continuación, se muestra como ejemplo el metrado de la viga V-39, en el eje 39 de la planta típica:

Tipo de Carga	Carga/Tramo	Descripción	Cálculo	Metrado	
Cargas Vivas	CV-1	Sobrecarga Losa Bid.	$0.2 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2 + 0.15)/5.75$	0.27	ton/m
		Sobrecarga Losa Unid.	$0.2 \times (2.7/2 + 0.15)$	0.30	ton/m
	CV-2	Sobrecarga Losa Unid.	$0.2 \times (2.7/2 + 0.3)$	0.33	ton/m
	CV-3	Sobrecarga Losa Maciza	$0.2 \times 4.2/2$	0.42	ton/m
	CV-4	Sobrecarga Losa Unid.	$0.2 \times (2.7/2 + 0.3)$	0.33	ton/m
	CV-5	Sobrecarga Losa Bid.	$0.2 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2 + 0.15)/5.75$	0.27	ton/m
		Sobrecarga Losa Unid.	$0.2 \times (2.7/2 + 0.15)$	0.30	ton/m
Cargas Muertas	CM-1	Peso Propio	$0.30 \times 0.55 \times 2.4$	0.40	ton/m
		Peso Losa Bid.	$0.35 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2)/5.75$	0.49	ton/m
		Peso Losa Unid.	$0.3 \times (2.7/2)$	0.41	ton/m
		Piso Terminado	$0.1 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2 + 2.7/2 + 0.3)/5.75$	0.18	ton/m
	CM-Puntual	Tabique e=15cm	$0.19 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.35$	0.92	ton
	CM-2	Peso Propio	$0.50 \times 0.35 \times 2.4$	0.42	ton/m
		Peso Losa Unid.	$0.3 \times (2.7/2)$	0.04	ton/m
		Piso Terminado	$0.1 \times (2.7/2 + 0.5)$	0.19	ton/m
	CM-3	Peso Propio	$0.30 \times 0.65 \times 2.4$	0.47	ton/m
		Peso Losa Maciza	$0.2 \times 4.2/2 \times 2.4$	1.01	ton/m
		Piso Terminado	$0.1 \times 4.2/2$	0.21	ton/m
	CM-Puntual 2	Viga V-52	$0.3 \times 0.6 \times 2.4 \times 1.2/2$	0.26	ton
	CM-4	Peso Propio	$0.50 \times 0.35 \times 2.4$	0.42	ton/m
		Peso Losa Unid.	$0.3 \times (2.7/2)$	0.04	ton/m
		Piso Terminado	$0.1 \times (2.7/2 + 0.5)$	0.19	ton/m
	CM-5	Peso Propio	$0.30 \times 0.55 \times 2.4$	0.40	ton/m
		Peso Losa Bid.	$0.35 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2)/5.75$	0.49	ton/m
		Peso Losa Unid.	$0.3 \times (2.7/2)$	0.41	ton/m
		Piso Terminado	$0.1 \times ((4.95 \times 4.95)/4 + 0.8 \times 4.95/2 + 2.7/2 + 0.3)/5.75$	0.18	ton/m
	CM-Puntual	Tabique e=15cm	$0.19 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.35$	0.92	ton

4.5.3.Metrado para Columnas

Para el metrado de columnas se toma en consideración el área tributaria de cada una tomando en cuenta el peso propio y la sobrecarga de las losas y vigas que llegan, añadiéndose los tabiques y parapetos que se apoyan en la losa. Por lo que, seguidamente se presenta el metrado para la columna tipo C2 de la superestructura en la intersección de ejes “13” y “B”:

Tipo de Carga	Tipo de Elemento	Cálculo	Metrado	x N° de Pisos	
Carga Muerta	Peso Propio	$0.30 \times 0.70 \times 2.6 \times 2.4$	1.31	13.1	
	Aligerado Unidireccional	$0.30 \times (2.70 \times 5.75)/4$	1.16	11.6	ton
	Aligerado Biidireccional	$0.30 \times (4.95 \times 5.75)/4$	2.13	21.3	ton
	Viga V-39	$0.30 \times 0.55 \times 2.4 \times 2.85$	1.13	11.3	ton
	Viga V-48	$0.30 \times 0.55 \times 2.4 \times (2.275 + 1.375)$	1.44	14.4	ton
	Piso Terminado	$0.10 \times (2.70 \times 5.75)/4 + 0.10 \times (4.95 \times 5.75)/4$	1.10	11.0	ton
	Tabiquería	$1.9 \times 0.15 \times 2.4 \times ((2.275 + 1.375) + 5.75 \times 7/20 + 4.975 \times 6/10)$	5.91	53.2	ton
Total				135.90	ton
Carga Viva	Sobrecarga Planta Típica	$0.20 \times ((5.75/2 + 0.30) \times ((4.95 + 2.70)/2 + 0.30))$	2.62	23.57	ton
	Sobrecarga Última Planta	$0.10 \times ((5.75/2 + 0.30) \times ((4.95 + 2.70)/2 + 0.30))$	1.31	1.31	ton
	Total			24.88	ton

4.5.4. Metrado de peso por metro cuadrado

Se realizará el metrado de cargas por metro cuadrado para la obtención de la masa por planta y el peso total de la edificación de manera que sirva como comparación con los valores brindados por el modelo analítico. Al ser una estructura de índole común se considera como carga muerta adicional al 25% de la carga viva total, calculándose como se muestra:

Tipo de Planta	Tipo de Carga	Tipo de Elemento	Cálculo	Metrado	x N° de Pisos	
Superestructura	Carga Muerta	Aligerado Unidireccional	0.30 x 138.04	41.41	414.12	ton
		Aligerado Biidireccional	0.35 x 131.96	46.19	461.86	ton
		Aligerado Macizo	0.20 x 2.40 x 205.69	98.73	987.31	ton
		Vigas Peralgadas	316.6 x 0.30 x 0.55 x 2.40	125.37	1253.74	ton
		Vigas Chatas	24.9 x 0.30 x 0.20 x 2.40	3.59	35.86	ton
		C1	0.45 x 0.85 x 2.40 x 2.60 x 12	28.64	186.42	ton
		C2	0.35 x 0.70 x 2.40 x 2.60 x 18	27.52	27.518	ton
		C3	0.35 x 0.85 x 2.40 x 2.60 x 2	3.71	37.12	ton
		C4	0.45 x 1.00 x 2.40 x 2.60 x 2	5.62	56.16	ton
		C5	0.45 x 1.15 x 2.40 x 2.60 x 4	12.92	129.16	ton
		Losa Aislación	0.20 x 2.40 x 511.42	245.48	245.48	ton
		Piso Terminado	0.10 x 513.85	51.39	513.85	ton
		Tabiquería	1.9 x 0.15 x 2.40 x 305.7	209.01	2090.09	ton
		Total			6438.69	ton
	Carga Viva	Sobrecarga Planta Típica	0.20 x 513.85	102.77	924.93	ton
		Sobrecarga Última Planta	0.10 x 513.85	51.39	51.39	ton
		Total			976.32	ton
	CM + 0.25 X CV				6682.77	ton
Subestructura	Carga Muerta	Aligerado Unidireccional	0.30 x 791.26	237.38	237.38	ton
		Vigas Peralgadas	297.3 x 0.30 x 0.55 x 2.40	117.73	235.46	ton
		Vigas Chatas	2.15 x 0.30 x 0.20 x 2.40	0.31	0.31	ton
		C1	0.45 x 0.85 x 2.40 x 2.60 x 12	28.64	57.28	ton
		C2	0.35 x 0.70 x 2.40 x 2.60 x 18	27.52	55.04	ton
		C3	0.35 x 0.85 x 2.40 x 2.60 x 2	3.71	7.42	ton
		C4	0.45 x 1.00 x 2.40 x 2.60 x 2	5.62	11.24	ton
		C5	0.45 x 1.15 x 2.40 x 2.60 x 4	12.92	25.84	ton
		Losa Cimentación	733.63 x 0.90 x 2.40	1584.64	1584.64	ton
		Piso Terminado	0.10 x 791.26	79.13	79.13	ton
		Muros de Sótano	141.55 x 2.40 x 0.25 x 2.60	220.82	441.64	ton
		Total			2735.38	ton
	Carga Viva	Sobrecarga Planta Típica	0.25 x 791.26	197.82	197.82	ton
		Total			197.82	ton
	CM + 0.25 X CV				2784.84	ton
	TOTAL				9467.60	ton

Del anterior cuadro se puede destacar como sigue el peso por metro cuadrado aproximado de la superestructura, tomándose en cuenta que es una edificación de índole común y que tendrían un peso promedio como se muestra:

	CM	CV	CM + 25% CV	Área (m²)	Ratio	
Última Planta	420.31	51.39	433.16	513.85	0.8430	ton/m²
Planta Típica	629.32	102.77	655.01	513.85	1.2747	ton/m²

4.6. Modelamiento inicial de estructura aislada

Para modelar la estructura se utilizó el software ETABS 2015 versión 15.2.0 y se empleó para analizar los desplazamientos relativos de piso de acuerdo a como se estableció en los anteriores capítulos, mediante un modelo tridimensional en el que se definen todos los elementos estructurales dimensionados con anterioridad junto a sus respectivas cargas.

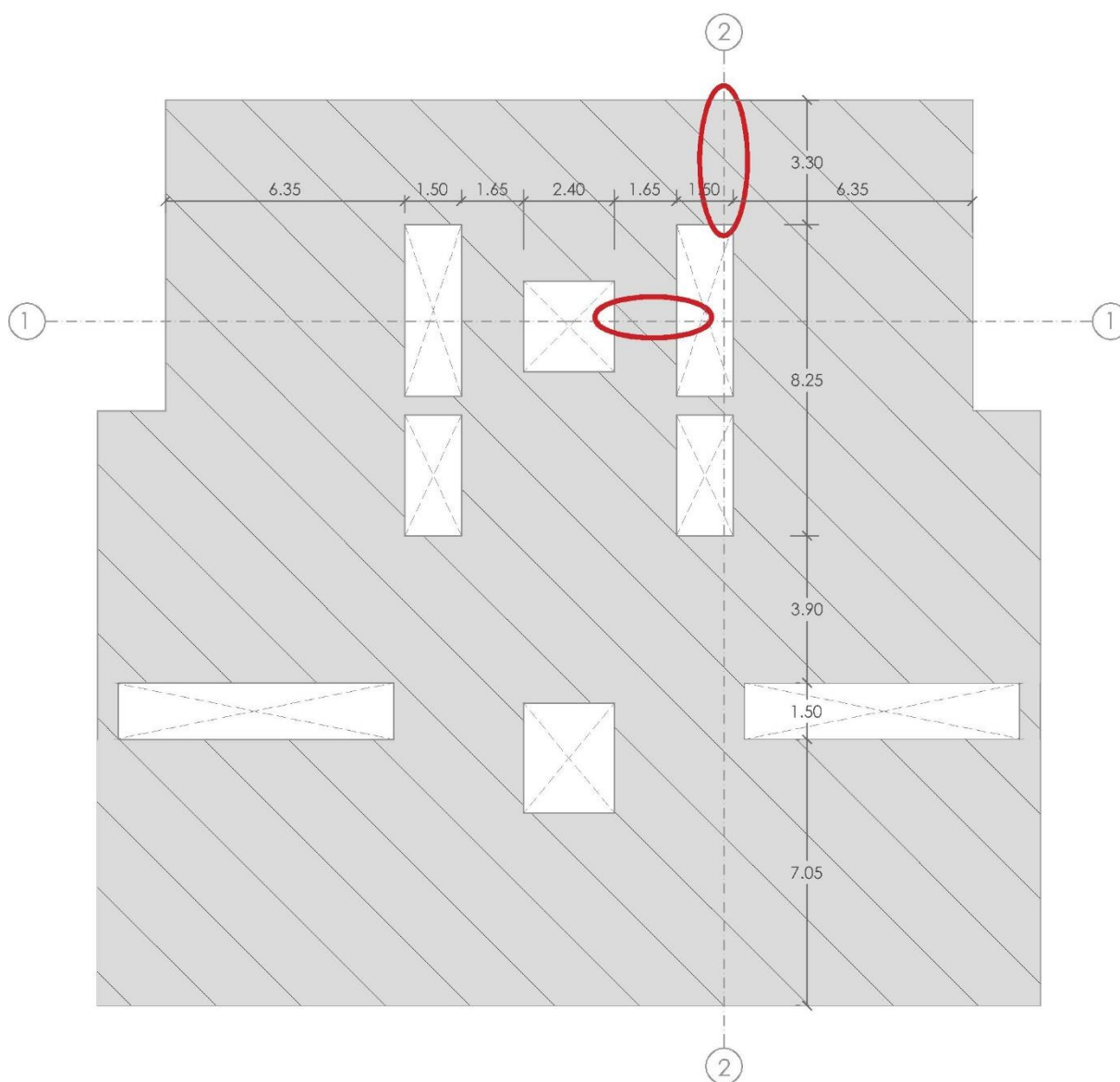


Figura 11. Representación del diafragma rígido en planta típica.

La estructura tiene una altura de 33.05 metros contando el tanque elevado tomado desde el nivel de la calle, siendo de configuración estructural irregular debido a discontinuidad del diagrama en sus sentidos X-X y Y-Y, razón por la cual se realizarán análisis dinámicos en la estructura y no análisis de fuerzas estáticas equivalentes para el diseño y verificación.

Como se puede apreciar de la configuración en planta de la estructura, se tienen discontinuidades y variaciones importantes en la rigidez del diafragma, tal como sucede con el corte 1-1 paralelo a la dirección X-X de análisis, en el que se encuentra una abertura dada por la ubicación de la caja del ascensor, lo que reduce la sección transversal de aquel tramo al encontrarse allí también los tragaluzes de la edificación a analizar. Sucede también lo mismo en el corte 2-2, en el que el tragaluz interrumpe la continuidad del diafragma y se produce una reducción de la sección transversal.

Es entonces en los casos de los cortes 1-1 y 2-2 donde se presentan secciones transversales del diafragma con áreas netas resistentes menores al 25% del área de la sección transversal total para las direcciones X-X y Y-Y respectivamente. Considerando que para aquellos cortes se tiene el mismo espesor de losa y que el área transversal es proporcional a la longitud de los tramos, se tiene que:

- La longitud total en el corte 1-1 es de 16 m, por lo que el 25% de este sería de 4.0 m, teniéndose así 2 tramos con 1.65 m cada uno menores a este porcentaje en la dirección X-X.
- En el corte 2-2 existe una longitud de corte de 15.55 m y representando un valor máximo de tramo de corte de 3.89 m, valor que es mayor a los 3.30 m de longitud de la sección más corta en la dirección Y-Y.

Esto representa la irregularidad en planta que se tomará en cuenta para el análisis dinámico de la edificación castigando a los valores del coeficiente de reducción sísmica R con un valor de 0.85 de acuerdo a lo establecido en la norma E.030. En el análisis se considerará también la zonificación, importancia de la edificación, perfil del tipo de suelo, la regularidad de la estructura, factores como el periodo de vibración y las cargas con las que contará la estructura.

Para el modelamiento dinámico de la estructura no se incluyeron los dos sótanos del edificio, esto para determinar el periodo de la superestructura con el sistema de aislación por separado, transfiriendo posteriormente las cargas y momentos a la superestructura basados en los resultados del análisis de la superestructura considerando para este caso un valor de $R=1$, tomando en cuenta además que la rigidez de los muros en el sótano es la suficiente como para obtener un aporte relevante en cuanto a los desplazamientos máximos si se tomara la estructura completa para el modelamiento.

Adicionalmente se tomó en cuenta la reducción de cargas vivas de pisos para columnas y muros indicada en la norma E.020 y hallar una carga viva de diseño tomando como excepción las del techo, siendo así un 15% de reducción para el último piso y reduciendo un 5% adicional por cada planta siendo 50% el máximo. Los sótanos permanecieron en 80% por ser estacionamiento de vehículos. Para las cargas de diseño de la estructura se tomaron en cuenta las combinaciones dadas en la norma E.060, además de realizar el análisis de la estructura con el método de combinación modal CQC (combinación cuadrática completa de los valores calculados en cada modo).

CAPÍTULO V: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Como consideraciones principales del diseño del sistema de aislación se tomarán en cuenta más de un modelo de aisladores para su implementación en la estructura, seleccionándolos inicialmente por la carga de servicio que recae sobre cada uno de estos y en base a la carga axial máxima que brinda el fabricante.

En el diseño se tomarán en cuenta las siguientes propiedades para ambos tipos de aisladores:

AISLADORES LRB

FABRICANTE: Dynamic Isolation Systems (DIS) - USA

Propiedades técnicas del Aislador

Propiedades del aislador: Unidades métricas

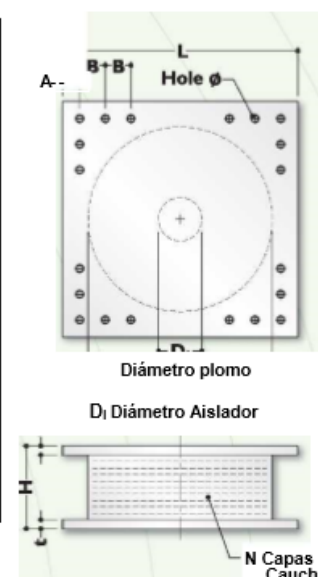
TAMANO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE						
Diámetro Aislador, D_i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D_p (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio ϕ (mm)	A (mm)	B (mm)	
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-	
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-	
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-	
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-	
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50	
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50	
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50	
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75	
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75	
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75	
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95	
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95	
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95	
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115	
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115	
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115	
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115	
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115	
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115	
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115	

(1) Las capacidades de carga axial corresponden a los máximos desplazamientos basados en los límites de diseño del 250% de tensión de corte del de caucho o 2/3 del diámetro del aislador. El desplazamiento real de un aislador y la capacidad de carga dependen del módulo y número de capas de caucho.

(2) Los Módulos de Corte del Caucho (G) están disponibles desde 0.38 N/mm² hasta 0.70 N/mm².

(3) Para el modelado analítico bilineal de la rigidez elástica, utilice $K_c = 10 \cdot K_d$.

Diámetro Aislador, D_i (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Producida, K_d (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



AISLADORES HDR

FABRICANTE: FIP Industriale

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/76	270	1270	0.37	400	300	76	152	202	350	92
SI-S 350/75	490	2000	0.51	519	350	75	143	193	400	118
SI-S 400/75	880	3540	0.67	830	400	75	143	193	450	153
SI-S 450/78	1200	4660	0.82	948	450	78	154	204	500	202
SI-S 500/78	1800	7260	1.01	1358	500	78	154	204	550	247
SI-S 550/77	2190	9380	1.23	1566	550	77	147	197	600	287
SI-S 600/80	2690	10310	1.41	1707	600	80	147	197	650	335
SI-S 650/81	3200	10830	1.64	1898	650	81	145	195	700	384
SI-S 700/80	3710	11370	1.92	2153	700	80	151	211	750	508
SI-S 800/80	5870	14990	2.51	3389	800	80	151	211	850	659
SI-S 900/84	7490	21220	3.03	3798	900	84	158	218	950	848
SI-S 1000/84	9110	22590	3.74	4430	1000	84	164	244	1050	1252
SI-S 1100/84	12470	27460	4.53	6103	1100	84	164	244	1150	1509
SI-S 1200/96	15490	28700	4.71	6020	1200	96	176	256	1250	1807

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/76	550	1780	0.74	602	300	76	152	202	350	92
SI-N 350/75	990	2800	1.03	796	350	75	143	193	400	118
SI-N 400/75	1760	4680	1.34	1216	400	75	143	193	450	153
SI-N 450/78	2410	6530	1.63	1415	450	78	154	204	500	202
SI-N 500/78	3610	9380	2.01	1954	500	78	154	204	550	247
SI-N 550/77	4380	9820	2.47	2296	550	77	147	197	600	287
SI-N 600/80	5380	10310	2.83	2539	600	80	147	197	650	335
SI-N 650/81	6400	10830	3.28	2857	650	81	145	195	700	384
SI-N 700/80	7420	11370	3.85	3272	700	80	151	211	750	508
SI-N 800/80	11470	14990	5.03	4918	800	80	151	211	850	659
SI-N 900/84	14980	21220	6.06	5628	900	84	158	218	950	848
SI-N 1000/84	18230	22590	7.48	6667	1000	84	164	244	1050	1252
SI-N 1100/84	22800	27460	9.05	8890	1100	84	164	244	1150	1509
SI-N 1200/96	24240	28700	9.43	8903	1200	96	176	256	1250	1807

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/76	970	3060	1.30	768	300	76	152	202	350	92
SI-H 350/75	1590	3510	1.80	1033	350	75	143	193	400	118
SI-H 400/75	2450	4680	2.35	1518	400	75	143	193	450	153
SI-H 450/78	4220	7510	2.86	1794	450	78	154	204	500	202
SI-H 500/78	5820	9380	3.52	2406	500	78	154	204	550	247
SI-H 550/77	6440	9820	4.32	2868	550	77	147	197	600	287
SI-H 600/80	7060	10310	4.95	3209	600	80	147	197	650	335
SI-H 650/81	7690	10830	5.74	3646	650	81	145	195	700	384
SI-H 700/80	8310	11370	6.74	4209	700	80	151	211	750	508
SI-H 800/80	11470	14990	8.80	6096	800	80	151	211	850	659
SI-H 900/84	16810	21220	10.60	7093	900	84	158	218	950	848
SI-H 1000/84	18360	22590	13.09	8508	1000	84	164	244	1050	1252
SI-H 1100/84	22800	27460	15.84	11052	1100	84	164	244	1150	1509
SI-H 1200/96	24240	28700	16.49	11203	1200	96	176	256	1250	1807

LEYENDA

V	Carga vertical para las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica
F _{zd}	Carga vertical para las combinaciones de carga que no incluyen la acción sísmica, en ELU, considerando rotación nula y 10mm de desplazamiento horizontal
K _e	Rigidez horizontal efectiva
K _v	Rigidez vertical
D _g	Diámetro del elastómero
t _e	Espesor total del elastómero
h	Altura excluyendo las placas de acero externas
H	Altura total incluyendo las placas de acero externas
Z	Longitud del lado de las placas de acero externas
W	Peso del aislador excluyendo los sistema de anclajes

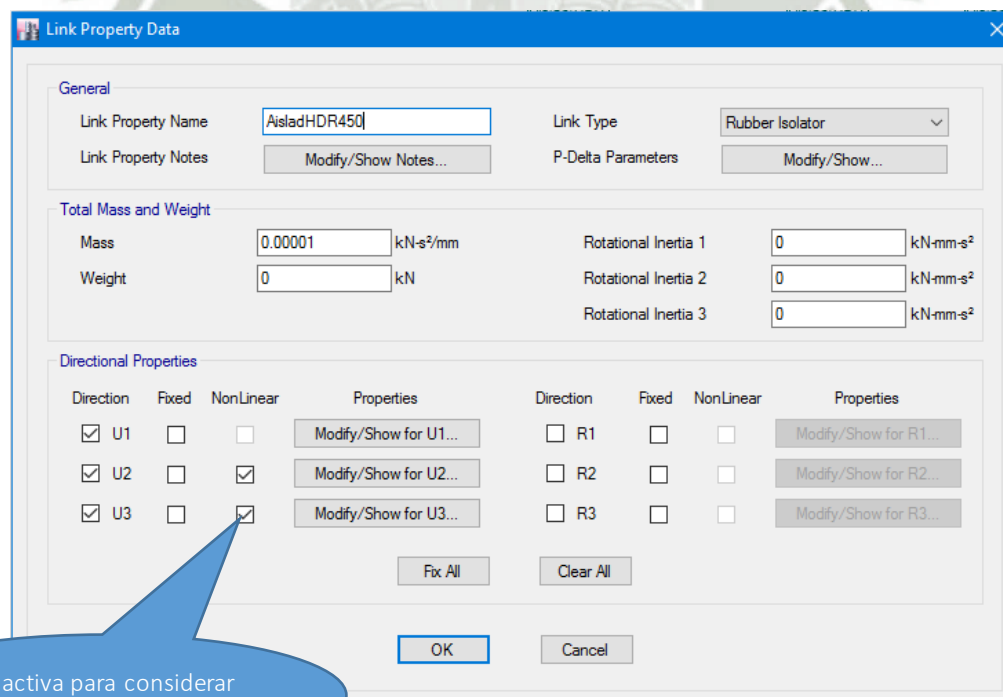
El procedimiento general para el diseño y las comprobaciones necesarias del sistema de aislación, serán las escogidas y modificadas para el actual proyecto establecidas en el Capítulo 3 del presente trabajo de tesis.

Los procedimientos encontrados están acondicionados para ambos tipos de aisladores LRB y HDR, procedimientos que trabajarán junto al modelo de la edificación empleando los dispositivos en ETABS, realizando las suficientes iteraciones como para que los requisitos de desplazamiento máximo y derivas máximas permitidas halladas por análisis dinámicos no lineales sean las correctas y en el rango permitido.

Como se mencionó anteriormente, para la comprobación de desplazamiento y derivas de la edificación aislada se empleó análisis tiempo – historia con los acelerogramas ya especificados, mientras que para la determinación de las cargas de servicio y pesos máximos incluyendo sismo necesario para el diseño de los aisladores se usó espectros de respuesta de acuerdo a como se explicó en la sección 3.4. del presente trabajo.

Cabe destacar que, para la modelación bilineal en el análisis de la estructura, se calcularán los parámetros después del establecimiento de los aisladores a emplear, parámetros finales utilizados para las comprobaciones finales en el modelo analíticos y posterior diseño de la estructura.

A continuación, se presenta la forma de introducir los datos para el aislador con propiedades no lineales para las verificaciones y con las propiedades lineales del diseño en el software ETABS.



Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...

Se activa para considerar
propiedades no lineales

- DIRECCIÓN VERTICAL U1:

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: AisladHDR450

Direction: U1

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 1415 kN/mm

Effective Damping: 0 kN-s/mm

OK Cancel

Rigidez vertical del aislador K_V

- DIRECCIONES HORIZONTALES U2 Y U3:

LINEAL

NO LINEAL

Coeficiente de amortiguamiento C

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: AisladHDR450

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 1.63 kN/mm

Effective Damping: 0 kN-s/mm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 mm

OK Cancel

Rigidez efectiva horizontal K_{eff}

El amortiguamiento se toma en cuenta en el espectro de diseño

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: AisladHDR450

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 1.63 kN/mm

Effective Damping: 0.29741 kN-s/mm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 mm

Nonlinear Properties

Stiffness: 8.17724 kN/mm

Yield Strength: 63.78 kN

Post Yield Stiffness Ratio: 0.149

OK Cancel

Rigidez elástica inicial K_E

Fuerza de fluencia F_y

Relación K_P/K_E

5.1. Diseño empleando Aisladores LRB

A continuación, se muestran los datos hallados del sistema de aislación y características principales de los aisladores LRB a emplear.

	Parámetros Aisladores LRB					
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Total	Unidad
N° Aisladores	2	20	16	Und.	38	und.
Rigidez Horizontal K_H	1356.4	1634.59	2089.64	KN/m	68790.84	KN/m
Fuerza Característica Q_R	63.62	78.54	95.03	KN	-	-
Periodo del sistema de aislación T_D	-	-	-	-	2.435	s
Rigidez Vertical K_V	535992.5	651783.7	858915.55	KN/m	27850.31	KN/mm
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	20.13	20.43	19.74	%	20.11	%
Energía Disipada E_D	27.29	33.64	40.84	KN.m	1380.82	KN.m
Rigidez Efectiva K_{eff}	1671.75	2030.7	2551.96	KN/m	-	-
Relación K_P/K_E	0.1	0.1	0.1	m	-	-
Desplazamiento de Fluencia D_y	0.00636	0.00652	0.00616	m	-	-
Rigidez Post-fluencia K_P	1111.71	1339.33	1715.43	KN/m	-	-
Rigidez Elástica K_E	11117.1	13393.3	17154.3	KN/m	-	-
Fuerza de Fluencia F_y	70.7	87.32	105.67	KN	-	-
Coeficiente B_M, B_D					1.704	-
Desplazamiento de Diseño D_D					0.0799	m
Desplazamiento total de Diseño D_{TD}					0.1013	m
Desplazamiento Máximo D_M					0.0999	m
Desplazamiento Máximo Total D_{TM}					0.1277	m

	Características Aisladores LRB					
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Total	Unidad
Diámetro del aislador	0.52	0.57	0.65	m	-	-
Área total del aislador A_t	0.212	0.255	0.332	m ²	-	-
Diámetro del núcleo de plomo del aislador D_{pb}	0.09	0.1	0.11	m	-	-
Área del núcleo de plomo del aislador A_{pb}	0.00636	0.00785	0.0095	m ²	-	-
Rigidez núcleo de plomo K_{pb}	558.07	688.95	833.6	KN/m	-	-
Rigidez de la goma K_g	553.64	650.38	881.83	KN/m	-	-
Espesor de capas de goma t_r	0.013	0.014	0.016	m	-	-
Espesor de placas de acero t_s	0.003	0.003	0.003	m	-	-
Módulo de corte del caucho G	-	-	-	-	700	KN/m ²
Módulo de corte del acero	-	-	-	-	85000000	KN/m ²
Altura total de aislador (incl. Placas exteriores) H	0.367	0.37	0.365	m	-	-
Espesor placas exteriores t_{ext}	0.025	0.025	0.032	m	-	-
Número de capas de goma	20	19	16	Und.	-	-
Módulo de compresión equivalente E_C	312776.4	321465.7	321465.7	KN/m ²	-	-
Módulo de compresibilidad o Bulk	-	-	-	-	2000000	KN/m ²
Conexión Aisladores	Sistema de pernos	Sistema de pernos	Sistema de pernos	-	-	-
Esfuerzo de Compresión del Aislador σ_{AC}	40605.1	48472.9	63824.1	KN/m ²	-	-

	Comprobaciones Aisladores LRB				
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Resultado
Deformación angular máxima $Y_{m\acute{a}x} \leq 0.5 \cdot 5.5$ (SDI)	0.435	0.436	0.482	-	ok!
Deformación angular máxima $Y_{m\acute{a}x} \leq 0.9 \cdot 5.5$ (SMP)	0.527	0.529	0.577	-	ok!
Relación de carga crítica con carga máxima $P_{crit}/W_{m\acute{a}x} \geq 2$	2.569	2.413	2.554	-	ok!
Relación entre desplazamiento máximo posible y desplazamiento de diseño $D_{m\acute{a}x}/D_D \geq 1$	5.98	6.54	7.55	-	ok!

Posterior a las comprobaciones, se verifica que el desplazamiento total máximo de la estructura bajo el análisis de historia en el tiempo sea menor o igual al determinado en el diseño del sistema de aislación, para luego verificar las derivas máximas en la superestructura.

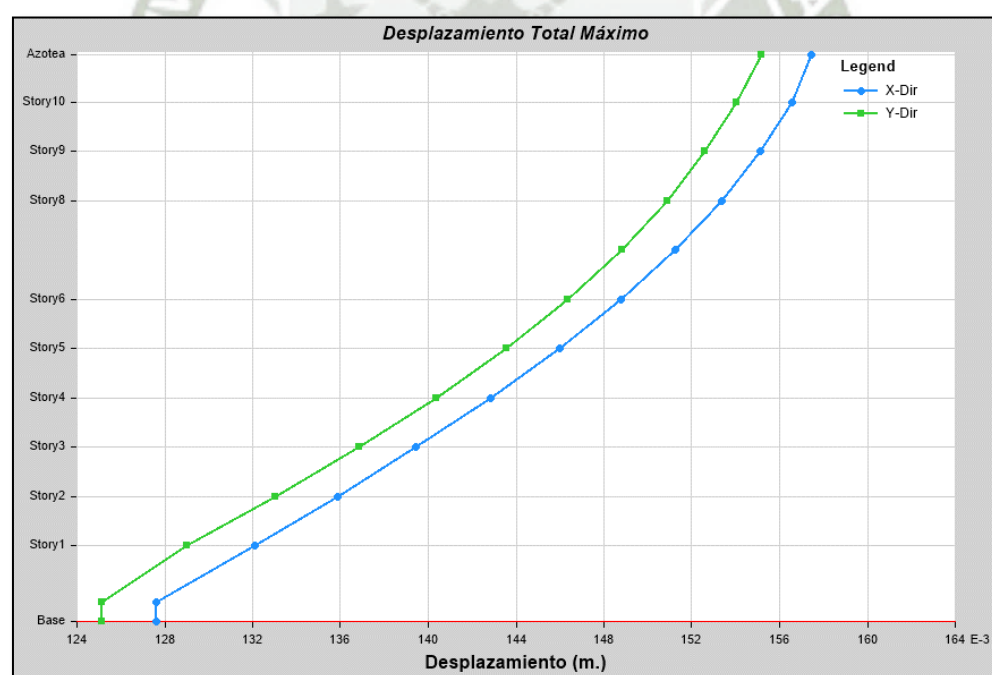
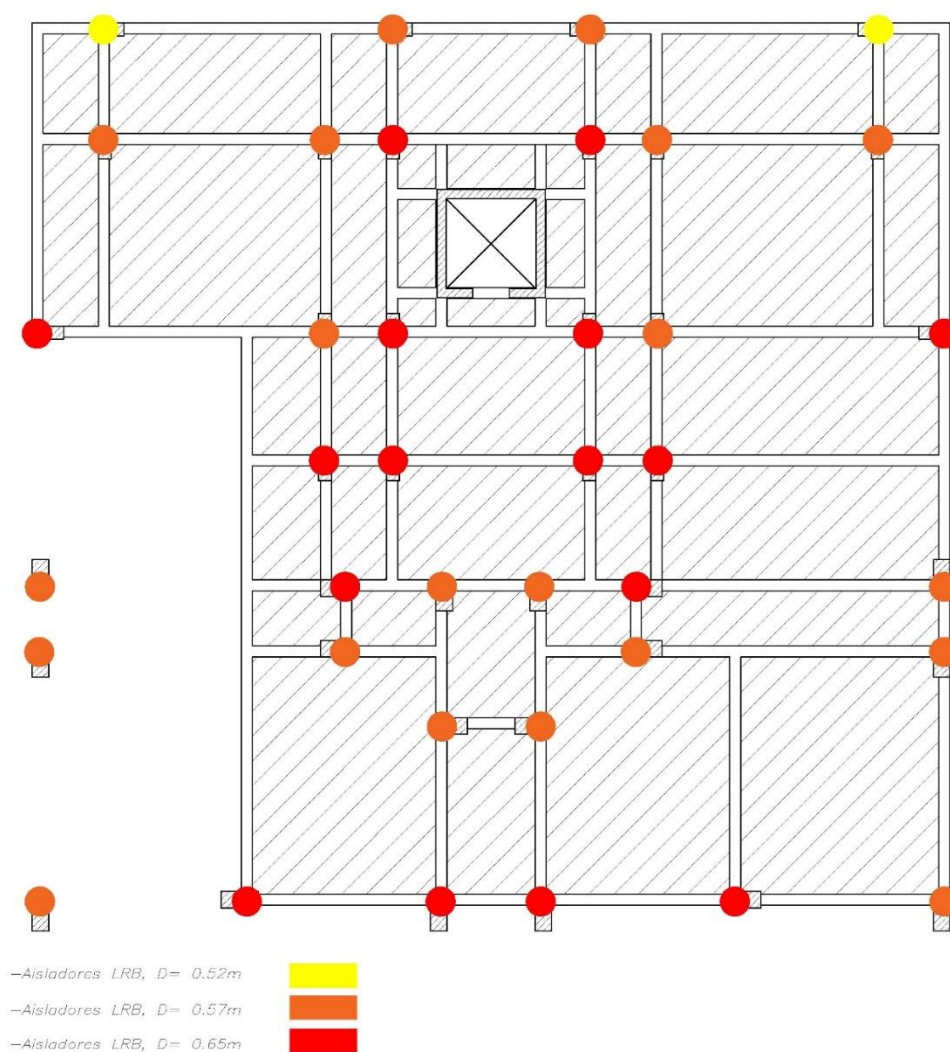


Figura 17. Gráfica del DTM por planta empleando aisladores LRB.

De la gráfica se puede observar que el desplazamiento total máximo es menor al determinado (0.1277 m) por diseño en ambos sentidos X-X y Y-Y.

Distribución de Aisladores LRB:



5.2. Diseño empleando Aisladores HDR

Al igual que con los aisladores LRB, a continuación, se muestran los aisladores diseñados del tipo HDR para la estructura estudiada.

	Parámetros Aisladores HDR					
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Total	Unidad
N° Aisladores	8	14	16	und.	38	und.
Rigidez Horizontal K_H	1630	2010	2470	KN/m	80700	KN/m
Fuerza Característica Q_r	54.25	66.91	82.16	KN	-	-

Periodo del sistema de aislación T_D	-	-	-	-	2.248	s
Rigidez Vertical K_V	1415	1954	2296	KN/mm	75412	KN/mm
Energía Disipada E_D	27.17	33.51	41.18	KN.m	1345.38	KN.m
Relación K_P/K_E	0.149	0.149	0.148	-	-	-
Desplazamiento de Fluencia D_y	0.0078	0.0078	0.0077	m	-	-
Rigidez Post-fluencia K_P	1222.11	1506.92	1852.26	KN/m	-	-
Rigidez Elástica K_E	8177.24	10085.13	12522.39	KN/m	-	-
Fuerza de Fluencia F_y	63.78	78.66	96.42	KN	-	-
Coeficiente B_M, B_D					1.5	-
Desplazamiento de Diseño D_D					0.082	m
Desplazamiento de Diseño Total D_{TD}					0.102	m
Desplazamiento Máximo D_M					0.102	m
Desplazamiento Máximo Total D_{TM}					0.130	m

Características Aisladores HDR						
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Total	Unidad
Diámetro del aislador	0.45	0.5	0.55	m	-	-
Área de total del aislador A_t	0.159	0.196	0.238	m ²	-	-
Espesor de capas de goma t_r	0.005	0.005	0.005	m	-	-
Espesor de placas de acero t_s	0.005	0.005	0.0045	m	-	-
Módulo de corte del caucho G	-	-	-	-	800	KN/m ²
Módulo de corte del acero	-	-	-	-	85000000	KN/m ²
Altura total de aislador (incl. Placas exteriores) H	0.204	0.204	0.197	m	-	-
Espesor placas exteriores t_{ext}	0.025	0.025	0.025	m	-	-
Número de capas de goma	16	16	16	Und.	-	-

Módulo de compresión equivalente E_C	693962.71	776227.94	744127.49	KN/m ²	-	-
Módulo de compresibilidad o Bulk	-	-	-	-	2000000	KN/m ²

	Comprobaciones Aisladores HDR				
	Aislador 1	Aislador 2	Aislador 3	Unidad	Resultado
Deformación angular máxima $Y_{m\acute{a}x} \leq 0.5 \cdot 5.5$ (SDI)	1.525	1.521	1.524	-	ok!
Deformación angular máxima $Y_{m\acute{a}x} \leq 0.9 \cdot 5.5$ (SMP)	1.893	1.89	1.917	-	ok!
Relación de carga crítica con carga máxima $P_{crit}/W_{m\acute{a}x} \geq 2$	2.84	2.76	3.06	-	ok!
Relación entre desplazamiento máximo posible y desplazamiento de diseño $D_{m\acute{a}x}/D_D \geq 1$	3.928	4.501	4.943	-	ok!

Al igual que con los aisladores LRB, se verifica el desplazamiento total máximo, siendo para los aisladores HDR menor al valor calculado previamente en el diseño (0.130 m).

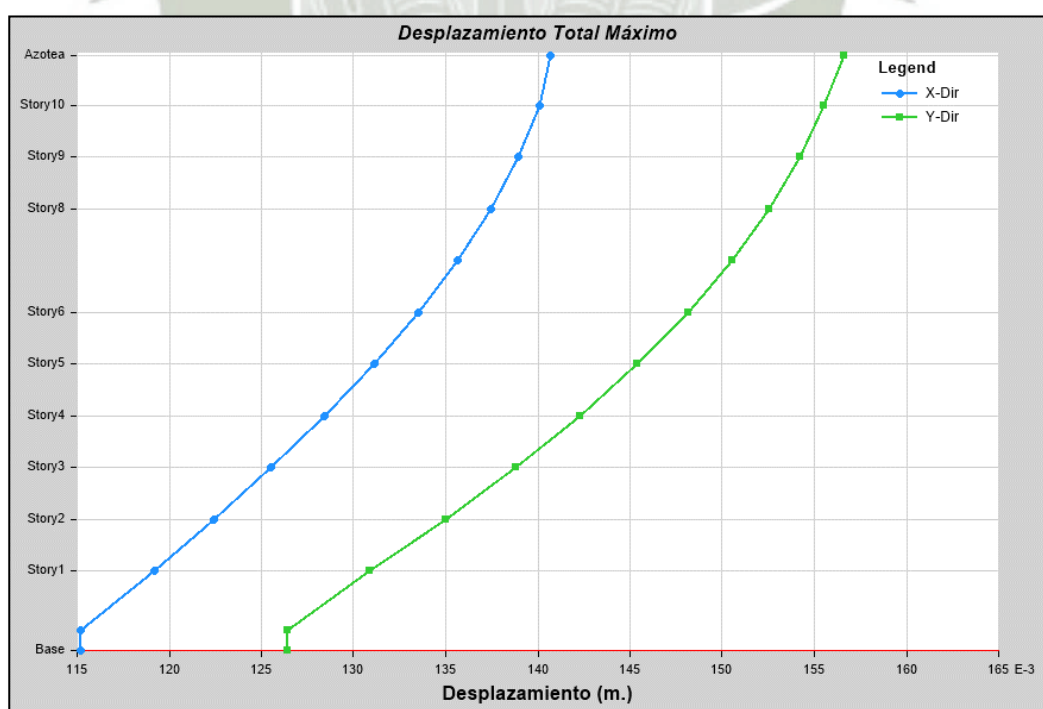
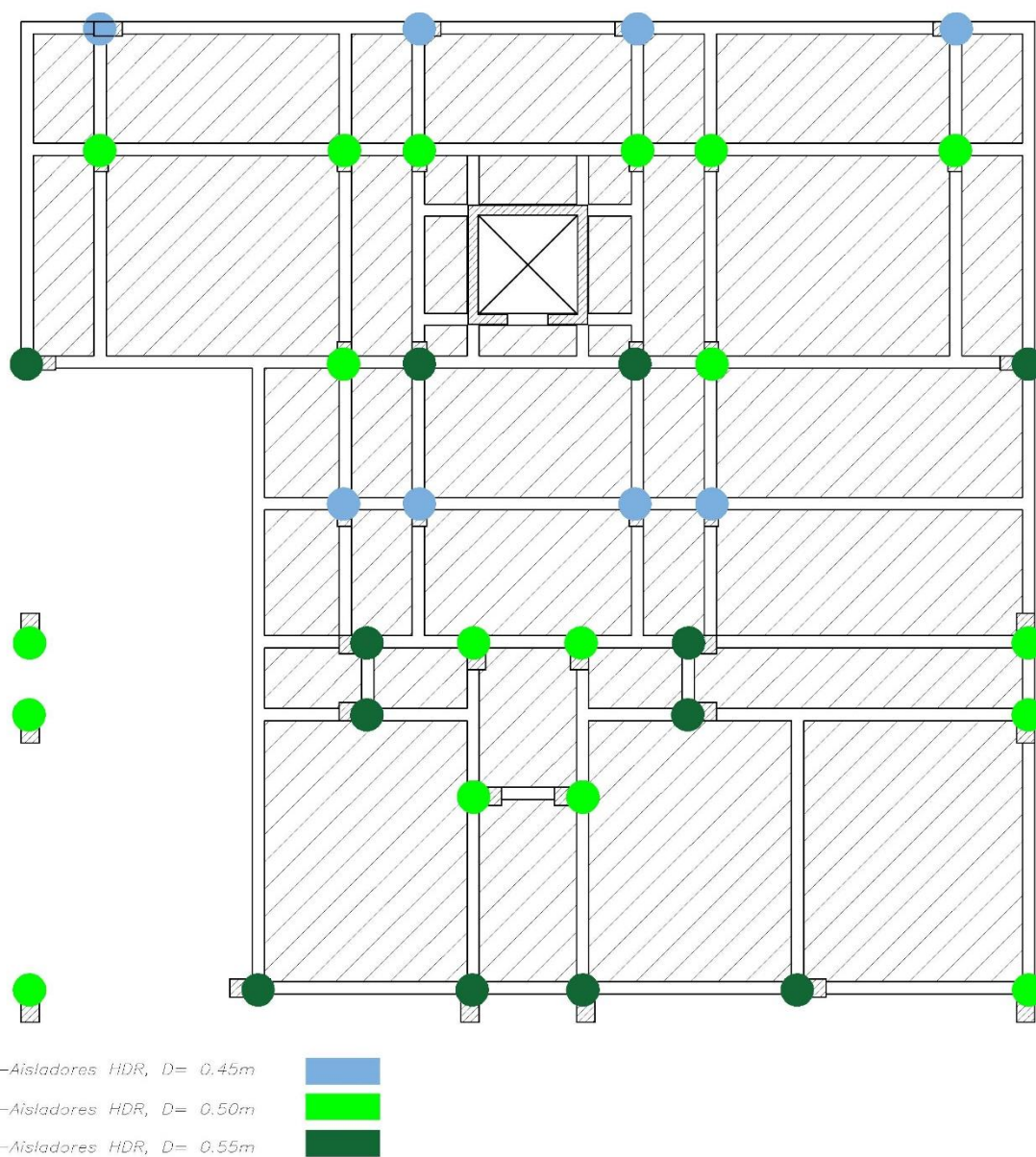


Figura 18. Gráfica del DTM por planta empleando aisladores HDR.

Distribución de Aisladores HDR:



5.3. Corroboración de diseño y comprobación de estructura

Para el cálculo de los desplazamientos relativos en la estructura aislada, se tomó en cuenta la carga sísmica en los puntos de mayor deriva en la estructura

EN AISLADORES LRB:

Verificación de derivas:

Aisladores LRB: Comprobación de distorsión de entrepiso considerando R=2, para la dirección X-X.							
Plantas de superestructura	Altura de planta (m.)	Desplazamiento (m.)	Desplazamiento Inelástico (m.)	Deriva	Deriva Inelástica	Deriva Límite (Análisis TH)	Resultado
Azotea	2.6	0.0017238	0.0034476	0.000663	0.001307	0.02	Ok
Story10	2.6	0.001287	0.002574	0.000495	0.001011	0.02	Ok
Story9	2.6	0.0016276	0.0032552	0.000626	0.001279	0.02	Ok
Story8	2.6	0.001924	0.003848	0.00074	0.001515	0.02	Ok
Story7	2.6	0.002236	0.004472	0.00086	0.001731	0.02	Ok
Story6	2.6	0.0024726	0.0049452	0.000951	0.001903	0.02	Ok
Story5	2.6	0.0025454	0.0050908	0.000979	0.002044	0.02	Ok
Story4	2.6	0.002639	0.005278	0.001015	0.002124	0.02	Ok
Story3	2.6	0.0026598	0.0053196	0.001023	0.002109	0.02	Ok
Story2	2.6	0.0025766	0.0051532	0.000991	0.002032	0.02	Ok
Story1	3	0.002883	0.005766	0.000961	0.00194	0.02	Ok

Aisladores LRB: Comprobación de distorsión de entrepiso considerando R=2, para la dirección Y-Y.							
Plantas de superestructura	Altura de planta (m.)	Desplazamiento (m.)	Desplazamiento Inelástico (m.)	Deriva	Deriva Inelástica	Deriva Límite (Análisis TH)	Resultado
Azotea	2.6	0.0015236	0.0030472	0.000586	0.001172	0.02	Ok
Story10	2.6	0.0014378	0.0028756	0.000553	0.001106	0.02	Ok
Story9	2.6	0.001768	0.003536	0.00068	0.00136	0.02	Ok
Story8	2.6	0.0020514	0.0041028	0.000789	0.001578	0.02	Ok
Story7	2.6	0.0022464	0.0044928	0.000864	0.001728	0.02	Ok
Story6	2.6	0.0024258	0.0048516	0.000933	0.001866	0.02	Ok
Story5	2.6	0.002496	0.004992	0.00096	0.00192	0.02	Ok
Story4	2.6	0.0025948	0.0051896	0.000998	0.001996	0.02	Ok
Story3	2.6	0.0026676	0.0053352	0.001026	0.002052	0.02	Ok
Story2	2.6	0.0026442	0.0052884	0.001017	0.002034	0.02	Ok
Story1	3	0.002601	0.005202	0.000867	0.001734	0.02	Ok

Se debe comprobar también que las fuerzas basales de la edificación aislada sean mayores a las fuerzas cortantes basales mínimas para el sistema de aislación compuesto por aisladores del tipo LRB como sigue:

	Análisis Tiempo-Historia		Análisis Modal Espectral Amort.		V = Kdmáx.Dd/R	
En X-X	R=1	R=2	R=1	R=2	Vb; R=1	Vs; R=2
Cortante Basal (ton.)	962.9046	581.9736	963.8869	481.9435	560.28	280.14

	Análisis Tiempo-Historia		Análisis Modal Espectral Amort.		V = Kdmáx.Dd/R	
En Y-Y	R=1	R=2	R=1	R=2	Vb; R=1	Vs; R=2
Cortante Basal (ton.)	1059.2713	618.2347	974.5941	487.2971	560.28	280.14

Se puede ver que las fuerzas laterales sísmicas mínimas dadas por ambos tipos de análisis son mayores al cortante mínimo necesario, por lo que el escalamiento de los esfuerzos para el diseño de los resultados entregados por el análisis modal espectral no será necesario.

Fuerzas Cortantes por planta:

	R=1		R=2	
Piso	Vx (ton.)	Vy (ton.)	Vx (ton.)	Vy (ton.)
Azotea	28.7385	21.1766	21.2439	18.1802
Story10	143.3882	128.487	107.4835	106.3407
Story9	314.1256	281.925	230.2882	226.7538
Story8	454.1207	413.3589	322.2556	317.1727
Story7	562.0202	523.1636	392.2051	380.5364
Story6	646.8289	618.7633	447.1663	432.3472
Story5	706.3476	705.577	482.0585	477.0841
Story4	761.4507	778.9883	500.7132	510.6867
Story3	816.2648	841.9575	514.7416	533.9913
Story2	863.7511	910.9271	528.6573	558.1593
Story1	842.4556	902.4583	497.2908	540.4218

EN AISLADORES HDR:

Verificación de derivas:

Aisladores HDR: Comprobación de distorsión de entrepiso considerando $R=2$, para la dirección X-X.							
Plantas de superestructura	Altura de planta (m.)	Desplazamiento (m.)	Desplazamiento Inelástico (m.)	Deriva	Deriva Inelástica	Deriva Límite (Análisis TH)	Resultado
Azotea	2.6	0.001456	0.002912	0.00056	0.00112	0.02	Ok
Story10	2.6	0.0011102	0.0022204	0.000427	0.000854	0.02	Ok
Story9	2.6	0.0014196	0.0028392	0.000546	0.001092	0.02	Ok
Story8	2.6	0.0016978	0.0033956	0.000653	0.001306	0.02	Ok
Story7	2.6	0.0019942	0.0039884	0.000767	0.001534	0.02	Ok
Story6	2.6	0.0022074	0.0044148	0.000849	0.001698	0.02	Ok
Story5	2.6	0.0022646	0.0045292	0.000871	0.001742	0.02	Ok
Story4	2.6	0.002431	0.004862	0.000935	0.00187	0.02	Ok
Story3	2.6	0.0025584	0.0051168	0.000984	0.001968	0.02	Ok
Story2	2.6	0.002613	0.005226	0.001005	0.00201	0.02	Ok
Story1	3	0.002865	0.00573	0.000955	0.00191	0.02	Ok

Aisladores HDR: Comprobación de distorsión de entrepiso considerando $R=2$, para la dirección Y-Y.							
Plantas de superestructura	Altura de planta (m.)	Desplazamiento (m.)	Desplazamiento Inelástico (m.)	Deriva	Deriva Inelástica	Deriva Límite (Análisis TH)	Resultado
Azotea	2.6	0.001365	0.00273	0.000525	0.00105	0.02	Ok
Story10	2.6	0.0012896	0.0025792	0.000496	0.000992	0.02	Ok
Story9	2.6	0.001573	0.003146	0.000605	0.00121	0.02	Ok
Story8	2.6	0.0018486	0.0036972	0.000711	0.001422	0.02	Ok
Story7	2.6	0.0021086	0.0042172	0.000811	0.001622	0.02	Ok
Story6	2.6	0.0023062	0.0046124	0.000887	0.001774	0.02	Ok
Story5	2.6	0.0023972	0.0047944	0.000922	0.001844	0.02	Ok
Story4	2.6	0.002548	0.005096	0.00098	0.00196	0.02	Ok
Story3	2.6	0.0026598	0.0053196	0.001023	0.002046	0.02	Ok
Story2	2.6	0.0027222	0.0054444	0.001047	0.002094	0.02	Ok
Story1	3	0.002718	0.005436	0.000906	0.001812	0.02	Ok

Se realiza también la comparación de las fuerzas sísmicas entregadas en el análisis respecto de las mínimas establecidas anteriormente para aisladores HDR:

	Análisis Tiempo-Historia		Análisis Modal Espectral Amort.		V = Kdmáx.Dd/R	
	R=1	R=2	R=1	R=2	Vb; R=1	Vs; R=2
En X-X						
Cortante Basal (ton.)	1089.9807	603.7172	978.7642	489.5506	674.56	337.28

	Análisis Tiempo-Historia		Análisis Modal Espectral Amort.		V = Kdmáx.Dd/R	
	R=1	R=2	R=1	R=2	Vb; R=1	Vs; R=2
En Y-Y						
Cortante Basal (ton.)	1134.8092	629.1955	985.8281	493.0803	674.56	337.28

Fuerzas Cortantes por planta:

Piso	R=1		R=2	
	Vx (ton.)	Vy (ton.)	Vx (ton.)	Vy (ton.)
Azotea	22.2466	19.1088	17.9606	15.281
Story10	126.3303	118.0632	95.8899	91.3576
Story9	287.0709	265.9605	204.7267	196.671
Story8	428.6618	396.3013	289.8409	279.0463
Story7	547.8339	513.422	350.0879	347.8251
Story6	638.6948	618.8757	390.594	405.3266
Story5	713.9441	719.7796	427.3519	455.0073
Story4	793.409	811.3313	464.512	501.7136
Story3	872.879	890.5964	495.8717	533.4462
Story2	943.0183	964.2316	516.8595	551.9383
Story1	930.3031	957.1527	508.382	538.7752

Es debido a que los valores de los desplazamientos relativos por planta en ningún caso exceden del 50% del máximo permitido que no se realizó una comprobación por irregularidad torsional para las plantas del edificio aislado, considerando además que las distancias entre el centro de rigidez y el centro de masa por planta de la superestructura están a menos de 5 cm (excentricidad de 0.1 – 0.2%) la una de la otra.

Con estas verificaciones realizadas y considerando que las plantas de la superestructura son típicas, no existirían irregularidades en planta o altura adicionales a la de discontinuidad del diafragma rígido.

Además, se evitará tomar en cuenta las fuerzas y deformaciones extra en la superestructura causadas por efectos P-delta debido a que las derivas tienen valores por debajo del mínimo establecido para realizar comprobaciones en la estructura para estos efectos.

Los efectos P-delta se tomarán en cuenta en el análisis para el diseño de la subestructura, más específicamente en las columnas del sótano que no están unidas directamente a la losa de aislación para así diseñarlas tomando en cuenta los momentos adicionales.

De las tablas expuestas se procederá a escoger al sistema de aislación que responda de mejor manera para la edificación propuesta, confrontando ambos sistemas teniendo en cuenta primero las derivas máximas en la estructura, seguido de las cortantes basales y de las fuerzas actuantes en cada planta para cada dirección.

Relación derivas X-X			
Piso	LRB	HDR	LRB/HDR
Azotea	0.001307	0.00112	1.16696429
Story10	0.001011	0.000854	1.18384075
Story9	0.001279	0.001092	1.17124542
Story8	0.001515	0.001306	1.16003063
Story7	0.001731	0.001534	1.12842243
Story6	0.001903	0.001698	1.12073027
Story5	0.002044	0.001742	1.17336395
Story4	0.002124	0.00187	1.13582888
Story3	0.002109	0.001968	1.07164634
Story2	0.002032	0.00201	1.01094527
Story1	0.00194	0.00191	1.01570681

Relación derivas Y-Y			
Piso	LRB	HDR	LRB/HDR
Azotea	0.001172	0.00105	1.11619048
Story10	0.001106	0.000992	1.11491935
Story9	0.00136	0.00121	1.12396694
Story8	0.001578	0.001422	1.10970464
Story7	0.001728	0.001622	1.06535142
Story6	0.001866	0.001774	1.0518602
Story5	0.00192	0.001844	1.04121475
Story4	0.001996	0.00196	1.01836735
Story3	0.002052	0.002046	1.00293255
Story2	0.002034	0.002094	0.9713467
Story1	0.001734	0.001812	0.95695364

De los cuadros se puede concluir que las derivas producidas para un sistema de aislación compuesto por aisladores LRB es mayor que la dada por aisladores HDR, en especial para la dirección Y-Y del edificio, esto considerando un coeficiente de reducción de diseño $R = 2$.

	Relación fuerzas por planta LRB/HDR			
	R = 1		R = 2	
Piso	Vx (ton.)	Vy (ton.)	Vx (ton.)	Vy (ton.)
Azotea	1.29181538	1.10821192	1.1828057	1.1897258
Story10	1.1350262	1.08829	1.12090533	1.16400497
Story9	1.09424397	1.06002583	1.1248567	1.15296002
Story8	1.05939158	1.043042	1.11183618	1.13663109
Story7	1.02589526	1.01897387	1.12030464	1.09404525
Story6	1.0127355	0.99981838	1.14483658	1.06666377
Story5	0.98935981	0.98026813	1.128013	1.04851966
Story4	0.95972027	0.96013589	1.07793383	1.0178849
Story3	0.93514084	0.94538615	1.038054	1.00102185
Story2	0.91594309	0.94471816	1.02282593	1.01127119
Story1	0.9055711	0.94285718	0.97818333	1.00305619

De la anterior tabla se puede destacar que las fuerzas actuantes por planta son mayores en el sistema de aislación compuesto por aisladores con núcleo de plomo LRB para ambas direcciones X-X y Y-Y para lo que sería un diseño con $R=2$, reduciéndose estos valores para mayores solicitaciones, siendo para un valor de $R=1$ menor sólo para las primeras 5 plantas.

En cuanto al corte basal, se tiene que para el sistema LRB se toman menores valores respecto del sistema HDR, esto para ambos sentidos y tipos de análisis.

El análisis realizado y la información brindada permite escoger al sistema HDR como el que mejor se adecúa a la edificación, existiendo una suave inclinación hacia este debido a la cantidad de derivas con inferior valor presentadas en la estructura, así como también las menores fuerzas existentes en cada dirección por planta.

Por último, se considerará una modificación en los espectros de respuesta a emplear para el diseño de la superestructura y de la subestructura, tomando en cuenta que en el análisis por espectro de respuesta no se considera la amortiguación inelástica existente en el sistema de aislación, por lo que se deberán de reducir los valores del espectro por un valor de B_d (establecido en los anteriores capítulos) para los 3 modos principales de vibración de la estructura con el sistema HDR.

Subestructura (R=1)

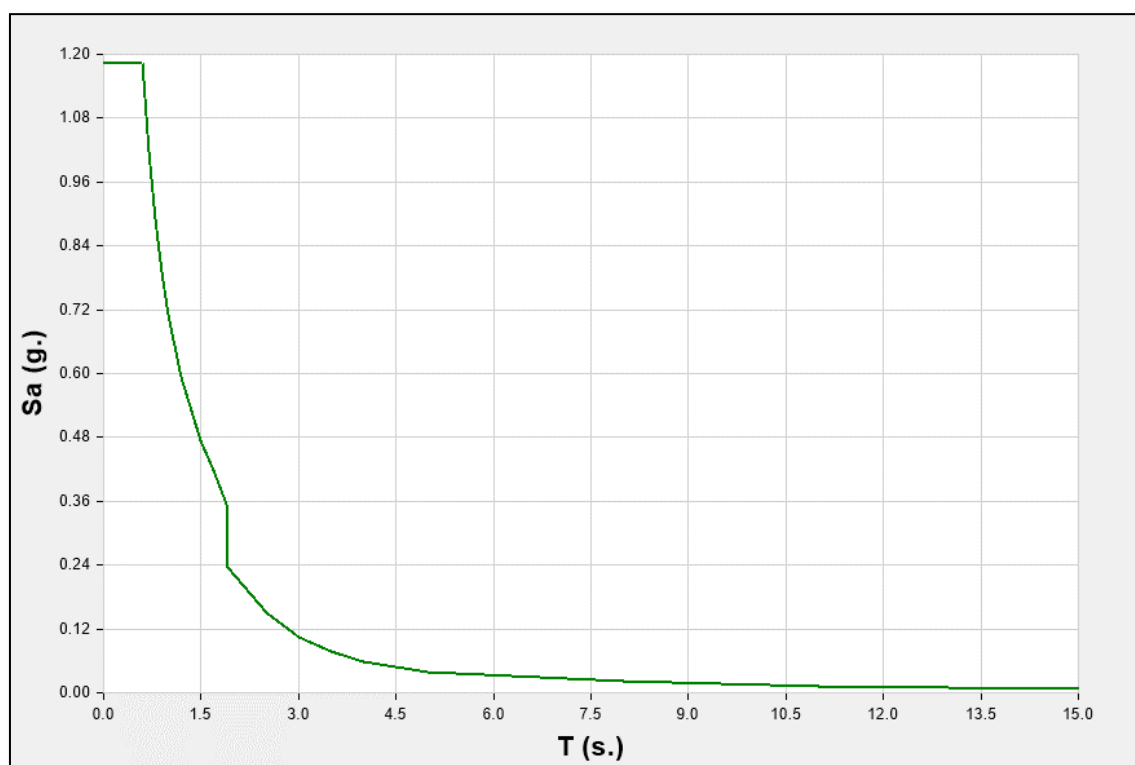


Figura 19. Espectro de diseño de respuesta amortiguado para la subestructura.

Superestructura (R=2)

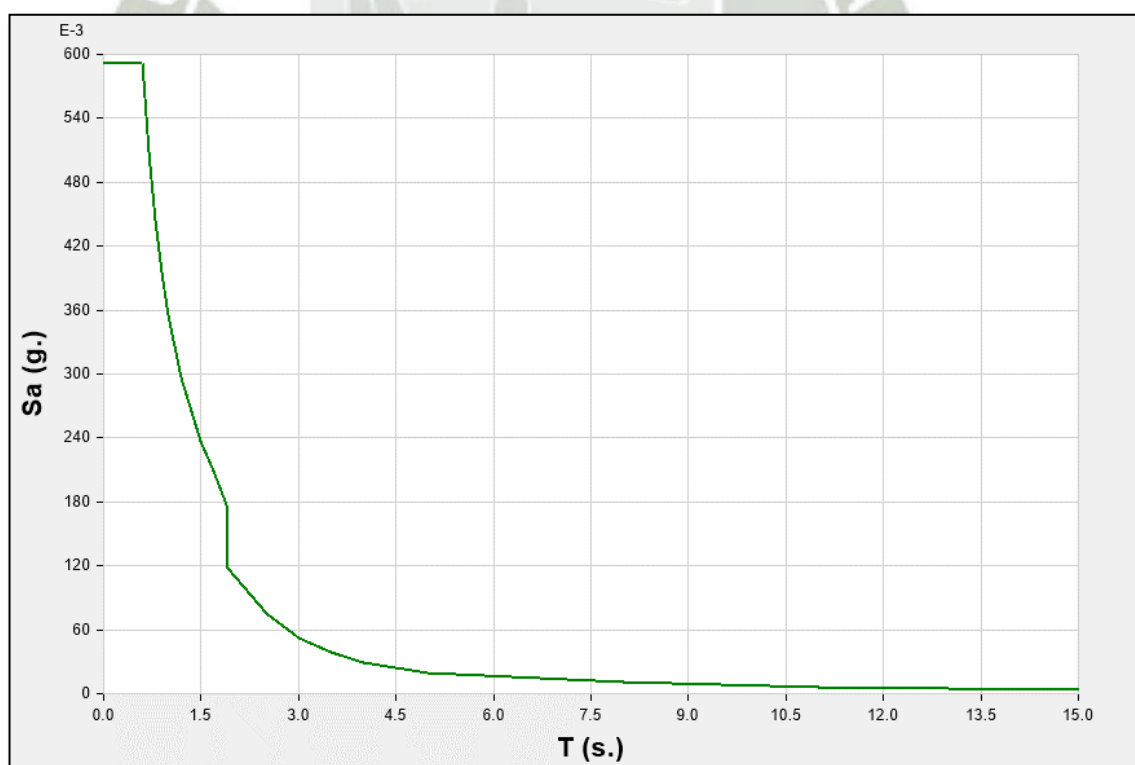


Figura 20. Espectro de diseño de respuesta amortiguado para la superestructura.

5.4. Modos, períodos y masas participantes

Se realizará para cada dirección de análisis los modos de vibración para la estructura aislada y no aislada, considerándose por lo menos los 3 primeros modos fundamentales de vibración, debiendo ser la suma de sus masas participativas mayor al 90% de la masa total de la estructura.

Estructura Aislada

Modo	Periodo (s)	Masa Participativa (%)					Masa Participativa Acum. (%)				
		Traslación X	Traslación Y	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z	Traslación X	Traslación Y	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	2.248	85.120	9.510	0.020	0.290	4.990	85.12	9.51	0.02	0.29	4.99
2	2.217	11.480	86.880	0.290	0.050	1.280	96.59	96.39	0.31	0.34	6.26
3	1.947	3.010	3.250	0.080	0.050	93.400	99.60	99.64	0.39	0.40	99.66
4	0.393	0.370	0.000	0.010	97.620	0.001	99.97	99.64	0.40	98.02	99.66
5	0.382	0.000	0.330	94.830	0.060	0.010	99.97	99.97	95.23	98.08	99.68
6	0.363	0.001	0.010	3.720	0.470	0.300	99.97	99.98	98.95	98.55	99.98
7	0.189	0.020	0.000	0.001	0.250	0.010	99.99	99.98	98.95	98.80	99.98
8	0.173	0.003	0.010	0.130	0.030	0.010	99.99	99.99	99.08	98.84	99.99
9	0.17	0.002	0.010	0.140	0.020	0.010	100.00	100.00	99.22	98.86	100.00
10	0.122	0.003	0.000	0.001	0.870	0.001	100.00	100.00	99.22	99.73	100.00
11	0.109	0.000	0.000	0.050	0.160	0.002	100.00	100.00	99.27	99.89	100.00
12	0.106	0.000	0.002	0.690	0.010	0.000	100.00	100.00	99.96	99.89	100.00
13	0.094	0.001	0.000	0.000	0.030	0.000	100.00	100.00	99.96	99.92	100.00
14	0.085	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	100.00	100.00	99.96	99.93	100.00
15	0.075	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	100.00	100.00	99.96	99.93	100.00
16	0.074	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	100.00	100.00	99.96	99.93	100.00
17	0.067	0.000	0.000	0.000	0.040	0.000	100.00	100.00	99.96	99.97	100.00
18	0.058	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000	100.00	100.00	99.96	99.99	100.00
19	0.057	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	99.99	100.00
20	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	99.99	100.00
21	0.048	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	99.99	100.00
22	0.046	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	99.99	100.00
23	0.044	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
24	0.04	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
25	0.039	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
26	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
27	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
28	0.034	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
29	0.034	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
30	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
31	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
32	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
33	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
34	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
35	0.029	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
36	0.028	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
37	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
38	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
39	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
40	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

Estructura No Aislada

Modo	Periodo (s)	Masa Participativa (%)					Masa Participativa Acum. (%)				
		Traslación X	Traslación Y	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z	Traslación X	Traslación Y	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	0.672	72.170	0.020	0.010	45.590	9.360	72.17	0.02	0.01	45.59	9.36
2	0.627	0.450	76.800	51.360	0.310	2.070	72.63	76.82	51.37	45.91	11.43
3	0.615	8.120	2.710	1.900	5.700	69.680	80.75	79.53	53.27	51.61	81.11
4	0.216	8.200	0.003	0.020	26.930	2.440	88.95	79.53	53.29	78.54	83.56
5	0.193	0.720	9.390	26.540	2.070	1.570	89.67	88.92	79.83	80.61	85.13
6	0.191	2.380	2.510	6.840	6.750	6.660	92.05	91.44	86.67	87.35	91.79
7	0.123	2.630	0.000	0.000	2.590	0.950	94.69	91.44	86.67	89.94	92.74
8	0.107	0.630	0.040	0.050	0.630	2.710	95.31	91.47	86.72	90.57	95.45
9	0.104	0.004	4.020	4.390	0.005	0.040	95.32	95.49	91.10	90.58	95.49
10	0.092	1.230	0.000	0.000	2.440	0.050	96.54	95.49	91.10	93.01	95.54
11	0.079	0.600	0.000	0.000	1.480	1.150	97.15	95.49	91.10	94.50	96.69
12	0.069	0.380	1.170	2.600	0.850	0.320	97.52	96.66	93.70	95.35	97.01
13	0.069	0.510	0.870	1.890	1.140	0.530	98.04	97.53	95.59	96.49	97.54
14	0.059	0.540	0.000	0.000	0.770	0.540	98.58	97.53	95.59	97.26	98.08
15	0.052	0.380	0.010	0.020	0.630	0.570	98.96	97.54	95.61	97.88	98.65
16	0.052	0.010	1.090	1.760	0.010	0.010	98.96	98.63	97.37	97.89	98.66
17	0.047	0.380	0.001	0.001	0.860	0.260	99.35	98.63	97.37	98.76	98.92
18	0.042	0.160	0.001	0.003	0.350	0.410	99.51	98.63	97.37	99.11	99.33
19	0.041	0.001	0.630	1.220	0.002	0.010	99.51	99.26	98.59	99.11	99.33
20	0.039	0.250	0.001	0.001	0.400	0.110	99.76	99.26	98.59	99.51	99.44
21	0.036	0.050	0.000	0.000	0.090	0.290	99.81	99.26	98.59	99.60	99.73
22	0.035	0.000	0.380	0.740	0.001	0.003	99.81	99.64	99.34	99.60	99.73
23	0.034	0.110	0.001	0.001	0.240	0.030	99.92	99.64	99.34	99.84	99.76
24	0.032	0.050	0.000	0.000	0.090	0.070	99.96	99.64	99.34	99.93	99.83
25	0.031	0.040	0.000	0.000	0.060	0.070	100.00	99.64	99.34	100.00	99.90
26	0.031	0.000	0.190	0.330	0.000	0.001	100.00	99.84	99.67	100.00	99.90
27	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	100.00	99.84	99.67	100.00	99.90
28	0.03	0.000	0.010	0.010	0.000	0.000	100.00	99.84	99.68	100.00	99.90
29	0.029	0.000	0.000	0.001	0.001	0.100	100.00	99.84	99.68	100.00	100.00
30	0.028	0.000	0.090	0.200	0.000	0.001	100.00	99.93	99.87	100.00	100.00
31	0.026	0.000	0.070	0.130	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
32	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
33	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
34	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
35	0.029	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
36	0.028	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
37	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
38	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
39	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
40	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

De los resultados se puede ver que para la estructura aislada los modos de vibración con mayor masa participativa se dan principalmente para la traslación en ambas direcciones X y Y, seguida de la rotación en el eje Z. Se determinó también que para la estructura sin aislar se tiene la mayor parte de masas participativas para el mismo comportamiento.

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

6.1. Diseño de losas de la estructura

6.1.1. Losas Aligeradas Unidireccionales

Para el diseño de losas aligeradas se tomó en cuenta la combinación de cargas que incluye sólo las cargas de gravedad considerando los valores máximos de flexión y corte. La sección resultante de la vigueta tiene forma de “T”, La cabeza forma el ala de la viga, mientras que la parte que sobresale por debajo se le llama nervio o alma.

En este análisis se considerará que la viga “T” inicia su falla por fluencia en el acero en tracción debido a que la zona en compresión es bastante amplia, por lo que para asegurar que esta sea dúctil se diseñará con el 50% de la cuantía balanceada.

Los espesores mínimos para evitar la comprobación de deformaciones para losas que no soporten elementos no estructurales se dan solamente en los sótanos, siendo 12 el número de paños que no cumplen con estos peraltes, considerando 6 para la planta típica que sí contienen elementos no estructurales.

Esto de acuerdo a las recomendaciones del ACI:

Espesor o peralte mínimo, $h = 20\text{cm}$			
Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
$l_n/16$	$l_n/18.5$	$l_n/21$	$l_n/8$
$l_n < 3.20\text{ m}$	$l_n < 3.70\text{ m}$	$l_n < 4.20\text{ m}$	$l_n < 1.60\text{ m}$

Por lo tanto, se realizará el cálculo de las deflexiones para estos paños junto a aquellos que soporten elementos no estructurales bajo los límites dados en la tabla 9.2 de la norma E.060.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$L / 180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$L / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).	$L / 480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$L / 240$

Tabla 8. Tabla deflexiones límite para pisos o techos

DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE

Se calculará la cantidad de acero necesario para que las viguetas resistan las tracciones en las zonas con mayores momentos positivos y negativos, así como también se comprobará que la resistencia del aporte del concreto a cortante a una distancia “d” de los apoyos sea la necesaria.

A continuación, se muestran las fuerzas internas obtenidas del modelo estructural utilizando el programa ETABS, estableciendo los momentos y cortantes máximas de los paños en los que se presentarían continuidad de acero, para luego mostrar el procedimiento a usar para el diseño junto a un ejemplo.

Dirección X-X	N° Paño	Longitud libre Ln (m.)	Momento Último (+) (ton.m)	Momento Último (-) (ton.m)	Cortante Último 1 (ton.)	Cortante Último 2 (ton.)
Sótano 1						
Tramo 1	1	3.00	0.26	0.72	0.85	0.47
	2	2.15	0.2	0.71	0.62	0.5
	3	5.00	0.52	0.87	1.01	0.79
	4	2.40	0.11	0.72	0.58	0.63
	5	5.00	0.46	0.87	0.96	0.83
	6	5.45	0.59	1.34	1.02	1.05
Sótano 2						
Tramo 1	1	1.55	0.26	0.34	0.25	0.49
	2	1.50	0.09	0.14	0.32	0.38
	3	1.50	0.07	0.13	0.37	0.33
	4	1.55	0.16	0.38	0.67	0.18
Tramo 2	1	1.55	0.36	0.56	0.3	0.81
	2	1.50	0.13	0.29	0.33	0.47
	3	1.50	0.09	0.28	0.47	0.32
	4	1.55	0.06	0.75	0.59	0.56
Tramo 3	1	1.50	0.03	0.32	0.52	0.32
Tramo 4	1	1.50	0.06	0.2	0.46	0.28
	2	1.50	0.09	0.36	0.27	0.52
Tramo 5	1	2.20	0.17	0.6	0.73	0.47
	2	5.00	0.69	1.53	1.07	1.29
	3	2.40	0.08	0.49	0.61	0.57
	4	5.00	0.59	1.33	1.36	1.17
	5	5.45	0.74	1.62	1.27	1.43
Tramo 6	1	5.45	0.54	1.28	1.2	0.88
	2	5.00	0.44	1.08	0.88	0.76
	3	2.40	0.02	0.69	0.58	0.76
	4	5.00	0.44	1.09	0.95	0.86
	5	5.45	0.56	1.25	1.06	0.96

Dirección Y-Y	N° Paño	Longitud libre Ln (m.)	Momento Último (+) (ton.m)	Momento Último (-) (ton.m)	Cortante Último 1 (ton.)	Cortante Último 2 (ton.)
Sótano 2						
Tramo 1	1	4.95	0.76	1.16	1.16	1.26
	2	2.75	0.26	0.77	0.84	0.40
Tramo 2	1	1.50	0.02	0.50	0.50	0.24
	2	3.10	0.31	0.45	0.8	0.73
Tramo 3	1	1.50	0.07	0.18	0.38	0.36
Tramo 4	1	3.10	0.21	0.69	0.89	0.63
	2	3.20	0.34	0.45	0.77	0.73
	3	2.75	0.33	0.55	0.82	0.43
Tramo 5	1	1.50	0.08	0.23	0.42	0.29
Tramo 6	1	1.50	0.02	0.60	0.52	0.40
	2	3.10	0.26	0.61	0.83	0.76
	3	3.20	0.30	0.58	0.80	0.75
	4	4.95	0.64	1.13	1.16	1.20
	5	2.75	0.25	0.84	0.91	0.31
Planta Típica						
Tramo 1	1	3.10	0.63	1.01	1.40	1.62
	2	3.20	0.31	0.69	0.71	1.01
	3	2.70	0.49	0.95	1.27	0.97
Tramo 2	1	3.10	0.58	0.76	1.25	1.18
	2	3.20	0.26	0.69	0.72	1.00
	3	2.70	0.20	0.90	0.77	0.51

El diseño de las secciones se realizará de la siguiente manera:

- Sí “a” es menor o igual a “hf”, la viga se analizará como una viga rectangular de dimensiones “bf x h”.
- Cuando “a” es mayor a “hf”, será analizada como sección T.
- Para momentos negativos siempre se tendrá el diseño de una viga rectangular de “bw x h”.
- $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- Las cortantes máximas se tomarán a una distancia “d” desde el borde de viga o muro.
- La cuantía mínima para los aceros de refuerzo en momentos positivos y negativos se tomará considerando una viga rectangular de “bw” x “d” pero sólo para la verificación de acero mínimo. Para el diseño se tomará como una viga “T” aislada.

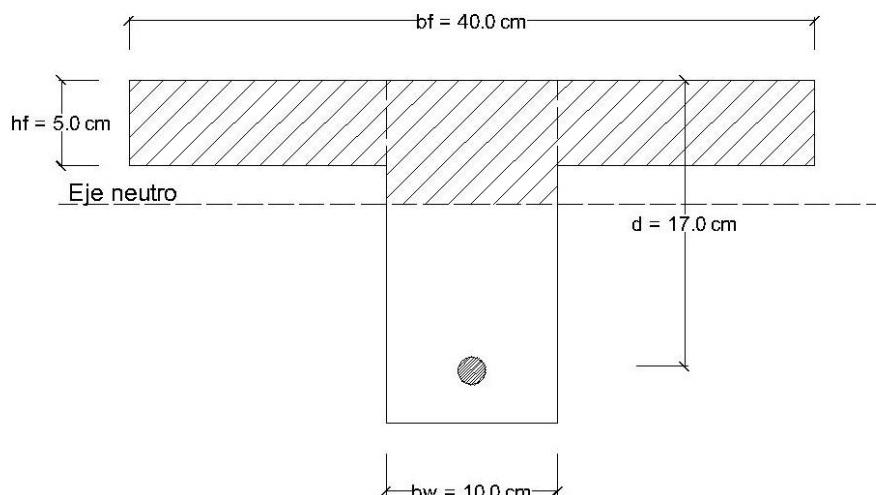


Figura 21. Sección de viga "T" típica de losa

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para un momento positivo se asumirá inicialmente que la ubicación del eje neutro está en el ala de la viga, por lo que se diseñará como una viga rectangular para posteriormente comprobarse que sea así.

Datos					
Mu (+)	0.19	ton.m	Mu (-)	0.47	ton.m
b	40	cm	b	10	cm
d	17	cm	d	17	cm
ku = Mu. 10⁵/b.d²	1.644	kgf/cm ²	ku	16.263	kgf/cm ²
ρ (tablas)	0.0004	--	ρ	0.0045	--
As	0.272	cm ²	As	0.765	cm ²
As máximo	4.99	cm	As máximo	1.81	cm ²
As a colocar	0.71	cm	As a colocar	1.27	cm ²
a (asumiendo como viga rectangular)	0.42	cm	Varillas de acero	1Ø1/2"	
	OK				
Varillas de acero	1Ø3/8"				

El área de acero a colocar estará limitada por el área de sección máximo de la viga, además al determinarse que la altura "a" de la sección está por debajo de los 5 cm de "hf", se comprueba que el diseño de la viga como una sección rectangular es correcto.

Por lo tanto, las varillas a colocarse en las losas para ambos ejes serán:

Tramo X-X	Mu (+)	ku	ρ	As	Diámetros	Mu (-)	ku	ρ	As	Diámetros
S1- Tramo 1	0.26	2.249	0.0006	0.4075	1Ø3/8"	0.72	24.913	0.0072	1.225	1Ø1/2"
	0.20	1.730	0.0005	0.3129	1Ø3/8"	0.71	24.567	0.0071	1.206	1Ø1/2"
	0.52	4.498	0.0012	0.8209	1Ø1/2"	0.87	30.104	0.0089	1.513	1Ø1/2" y 1Ø3/8"
	0.11	0.952	0.0003	0.1717	1Ø3/8"	0.72	24.913	0.0072	1.225	1Ø1/2"
	0.46	3.979	0.0011	0.725	1Ø1/2"	0.87	30.104	0.0089	1.513	1Ø1/2" y 1Ø3/8"
	0.59	5.104	0.0014	0.9333	1Ø1/2"	1.34	46.367	0.0149	2.529	1Ø1/2" y 1Ø1/2"

S2- Tramo 1	0.26	2.249	0.0006	0.4075	1Ø3/8''	0.34	11.765	0.0032	0.55	1Ø3/8''
	0.09	0.779	0.0002	0.1404	1Ø3/8''	0.14	4.844	0.0013	0.221	1Ø3/8''
	0.07	0.606	0.0002	0.1091	1Ø3/8''	0.13	4.498	0.0012	0.205	1Ø3/8''
	0.16	1.384	0.0004	0.2501	1Ø3/8''	0.38	13.149	0.0036	0.618	1Ø3/8''
S2- Tramo 2	0.36	3.114	0.0008	0.5658	1Ø3/8''	0.56	19.377	0.0055	0.932	1Ø1/2''
	0.13	1.125	0.0003	0.203	1Ø3/8''	0.29	10.035	0.0027	0.466	1Ø3/8''
	0.09	0.779	0.0002	0.1404	1Ø3/8''	0.28	9.689	0.0026	0.45	1Ø3/8''
	0.06	0.519	0.0001	0.0935	1Ø3/8''	0.75	25.952	0.0075	1.281	1Ø1/2''
S2- Tramo 3	0.03	0.260	7E-05	0.0467	1Ø3/8''	0.32	11.073	0.003	0.516	1Ø3/8''
S2- Tramo 4	0.06	0.519	0.0001	0.0935	1Ø3/8''	0.2	6.920	0.0019	0.318	1Ø3/8''
	0.09	0.779	0.0002	0.1404	1Ø3/8''	0.36	12.457	0.0034	0.584	1Ø3/8''
S2- Tramo 5	0.17	1.471	0.0004	0.2658	1Ø3/8''	0.6	20.761	0.0059	1.004	1Ø1/2''
	0.69	5.969	0.0016	1.0946	1Ø1/2''	1.34	46.367	0.0149	2.529	1Ø1/2'' y 1Ø1/2''
	0.08	0.692	0.0002	0.1248	1Ø3/8''	0.49	16.955	0.0048	0.808	1Ø1/2''
	0.59	5.104	0.0014	0.9333	1Ø1/2''	1.33	46.021	0.0147	2.505	1Ø1/2'' y 1Ø1/2''
	0.74	6.401	0.0017	1.1756	1Ø1/2''	1.36	47.059	0.0152	2.578	1Ø1/2'' y 1Ø1/2''
S2- Tramo 6	0.54	4.671	0.0013	0.853	1Ø1/2''	1.28	44.291	0.014	2.388	1Ø1/2'' y 1Ø1/2''
	0.44	3.806	0.001	0.6931	1Ø3/8''	1.08	37.370	0.0114	1.943	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
	0.02	0.173	5E-05	0.0311	1Ø3/8''	0.69	23.875	0.0069	1.169	1Ø1/2''
	0.44	3.806	0.001	0.6931	1Ø3/8''	1.09	37.716	0.0116	1.964	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
	0.56	4.844	0.0013	0.8851	1Ø1/2''	1.25	43.253	0.0136	2.318	1Ø1/2'' y 1Ø1/2''

Tramo Y-Y	Mu (+)	ku	ρ	As	Diámetros	Mu (-)	ku	ρ	As	Diámetros
S2- Tramo 1	0.76	6.574	0.0018	1.208	1Ø1/2''	1.16	40.138	0.0124	2.116	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
	0.26	2.249	0.0006	0.4075	1Ø3/8''	0.77	26.644	0.0078	1.319	2Ø3/8''
S2- Tramo 2	0.02	0.173	5E-05	0.0311	1Ø3/8''	0.5	17.301	0.0049	0.825	1Ø1/2''
	0.31	2.682	0.0007	0.4865	1Ø3/8''	0.45	15.571	0.0043	0.738	1Ø3/8''
S2- Tramo 3	0.07	0.606	0.0002	0.1091	1Ø3/8''	0.18	6.228	0.0017	0.286	1Ø3/8''
S2- Tramo 4	0.21	1.817	0.0005	0.3287	1Ø3/8''	0.69	23.875	0.0069	1.169	1Ø1/2''
	0.34	2.941	0.0008	0.534	1Ø3/8''	0.45	15.571	0.0043	0.738	1Ø3/8''
	0.33	2.855	0.0008	0.5182	1Ø3/8''	0.55	19.031	0.0054	0.914	1Ø1/2''
S2- Tramo 5	0.08	0.692	0.0002	0.1248	1Ø3/8''	0.23	7.958	0.0022	0.367	1Ø3/8''
S2- Tramo 6	0.02	0.173	5E-05	0.0311	1Ø3/8''	0.6	20.761	0.0059	1.004	1Ø1/2''
	0.26	2.249	0.0006	0.4075	1Ø3/8''	0.61	21.107	0.006	1.022	1Ø1/2''
	0.30	2.595	0.0007	0.4707	1Ø3/8''	0.58	20.069	0.0057	0.968	1Ø1/2''
	0.64	5.536	0.0015	1.0138	1Ø1/2''	1.13	39.100	0.0121	2.05	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
	0.25	2.163	0.0006	0.3917	1Ø3/8''	0.84	29.066	0.0086	1.454	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
PT- Tramo 1	0.63	5.450	0.0015	0.9977	1Ø1/2''	1.01	34.948	0.0106	1.796	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
	0.31	2.682	0.0007	0.4865	1Ø3/8''	0.69	23.875	0.0069	1.169	1Ø1/2''
	0.49	4.239	0.0011	0.7729	1Ø1/2''	0.95	32.872	0.0098	1.673	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''
PT- Tramo 2	0.58	5.017	0.0013	0.9172	1Ø1/2''	0.76	26.298	0.0076	1.3	2Ø3/8''
	0.26	2.249	0.0006	0.4075	1Ø3/8''	0.69	23.875	0.0069	1.169	1Ø1/2''
	0.20	1.730	0.0005	0.3129	1Ø3/8''	0.9	31.142	0.0092	1.572	1Ø1/2'' y 1Ø3/8''

DISEÑO POR CORTE

Es debido a que no existe acero que resista directamente el cortante, que se tomará la resistencia al cortante por parte del concreto solamente, por lo tanto, en caso de que la resistencia al corte sea insuficiente se realizarán ensanches alternados con el fin de controlar la cortante máxima, en una longitud lo suficientemente necesaria como para soportar el cortante retirando ladrillos de la losa.

La resistencia al corte del concreto puede ser aumentada un 10 %, esto debido a que el ladrillo tomaría parte del esfuerzo cortante al actuar en conjunto con la viga.

Datos		
ϕ	0.85	
b	10	cm
d	17	cm
$V_n = V_c = 1,1,0,53. \sqrt{210} . b . d$	1.436	ton
ϕV_n	1.22	ton
Con ensanche alternado:		
b	25	cm
$V_n = V_c = 0,53. \sqrt{210} . b . d$	3.264	ton
ϕV_n	2.774	ton

Con estos valores se determinarán la distancia y la cantidad de ladrillos que se llegaría a retirar hasta controlar las cortantes que se presentan en los tramos, como se muestra a continuación:

Dirección X-X	Longitud libre Ln (m.)	Cortante Último 1 (ton.)	Cortante Último 2 (ton.)	Cortante Último 1 a "d" (ton.)	Cortante Último 2 a "d" (ton.)	¿Sección Suficiente?		Número de hileras de ladrillos a remover	
Sótano 1									
Tramo 1	3.00	0.85	0.47	0.7752	0.3952	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.15	0.62	0.50	0.5452	0.4252	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.00	1.01	0.79	0.9352	0.7152	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.40	0.58	0.63	0.5052	0.5552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.00	0.96	0.83	0.8852	0.7552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.45	1.02	1.05	0.9452	0.9752	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Sótano 2									
Tramo 1	1.55	0.25	0.49	0.1752	0.4152	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.50	0.32	0.38	0.2452	0.3052	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.50	0.37	0.33	0.2952	0.2552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.55	0.67	0.18	0.5952	0.1052	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 2	1.55	0.30	0.81	0.2252	0.7352	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.50	0.33	0.47	0.2552	0.3952	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.50	0.47	0.32	0.3952	0.2452	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.55	0.59	0.56	0.5152	0.4852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 3	1.50	0.52	0.32	0.4452	0.2452	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 4	1.50	0.46	0.28	0.3852	0.2052	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	1.50	0.27	0.52	0.1952	0.4452	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 5	2.20	0.73	0.47	0.6552	0.3952	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno

Tramo 6	5.00	1.07	1.29	0.9952	1.2152	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.40	0.61	0.57	0.5352	0.4952	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.00	1.36	1.17	1.2852	1.0952	Ensanche	Ok	1	Ninguno
	5.45	1.27	1.43	1.1952	1.3552	Ok	Ensanche	Ninguno	2
	5.45	1.20	0.88	1.1252	0.8052	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 6	5.00	0.88	0.76	0.8052	0.6852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.40	0.58	0.76	0.5052	0.6852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.00	0.95	0.86	0.8752	0.7852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	5.45	1.06	0.96	0.9852	0.8852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno

Dirección Y-Y	Longitud libre Ln	Cortante Último 1	Cortante Último 2	Cortante Último 1 a "d"	Cortante Último 2 a "d"	¿Sección Suficiente?	Número de hileras de ladrillos a remover		
Sótano 2									
Tramo 1	4.95	1.16	1.26	1.0852	1.1852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.75	0.84	0.40	0.7652	0.3252	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 2	1.50	0.5	0.24	0.4252	0.1652	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	3.10	0.8	0.73	0.7252	0.6552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 3	1.50	0.38	0.36	0.3052	0.2852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 4	3.10	0.89	0.63	0.8152	0.5552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	3.20	0.77	0.73	0.6952	0.6552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.75	0.82	0.43	0.7452	0.3552	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 5	1.50	0.42	0.29	0.3452	0.2152	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 6	1.50	0.52	0.40	0.4452	0.3252	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	3.10	0.83	0.76	0.7552	0.6852	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	3.20	0.80	0.75	0.7252	0.6752	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	4.95	1.16	1.20	1.0852	1.1252	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.75	0.91	0.31	0.8352	0.2352	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Planta Típica									
Tramo 1	3.10	1.40	1.62	1.3252	1.5452	Ensanche	Ensanche	1	3
	3.20	0.71	1.01	0.6352	0.9352	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.70	1.27	0.97	1.1952	0.8952	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
Tramo 2	3.10	1.25	1.18	1.1752	1.1052	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	3.20	0.72	1.00	0.6452	0.9252	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno
	2.70	0.77	0.51	0.6952	0.4352	Ok	Ok	Ninguno	Ninguno

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Se proveerá de refuerzo a la losa de 5 cm en la dirección perpendicular al refuerzo por flexión para resistir los esfuerzos por temperatura y contracción, además de colocarse a una separación menor a 40 cm o 5 veces el espesor de la losa tomando en consideración una cuantía de 0.0018 (barra corrugada con $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$) y para un metro de ancho.

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➔ Para acero de 6mm el espaciamiento es de 31,11 cm

El espaciamiento máximo del refuerzo por temperatura es de 5 veces el espesor de la losa, por lo que se colocará acero de 6mm con una separación de 25cm.

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se presenta el cálculo de deflexiones para los tramos que no cumplen las recomendaciones dadas en la norma E.060, por lo que se tendrán que verificar primeramente sus momentos con cargas de servicio y compararlas con el momento de agrietamiento, tomando el momento de inercia efectiva de la sección no agrietada I_g si el momento de servicio es menor al del momento de agrietamiento M_{cr} .

La deflexión inmediata debida a la carga viva de los elementos de concreto se puede calcular con el momento de inercia agrietada de la sección transformada sumándose a esta deflexión la de largo plazo o deflexión diferida resultante del flujo plástico del concreto y retracción de los elementos.

Las deflexiones máximas permitidas serán:

- Deflexión inmediata debida a la carga viva para pisos que no soportan elementos no estructurales (sótanos S1 y S2): $l/360$.
- Deflexión diferida debida a las cargas permanentes más la deflexión inmediata por cualquier carga viva adicional para pisos que soportan elementos no estructurales no susceptibles a sufrir daños (planta típica): $l/240$.

Los momentos de agrietamiento serán:

$$M_{cr} = \frac{F_r \cdot I_g}{Y_t}$$

- F_r : Módulo de ruptura del concreto = $2\sqrt{f'_c} = 28.98 \text{ kgf/cm}^2$
- Y_t : Distancia del eje centroidal a la fibra extrema en tracción.
- I_g : Momento de Inercia de la sección no agrietada = 11792 cm^4

$$M_{cr}^- = \frac{28,98 \cdot 11792}{6,79 \cdot 10^5} = 0.503 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr}^+ = \frac{28,98 \cdot 11792}{13,21 \cdot 10^5} = 0.259 \text{ ton.m}$$

Por lo que primero se comprueba si estos valores son mayores a los momentos por cargas de servicio dados desde el modelo de análisis, presentando en la mayoría de paños momentos mayores al de agrietamiento.

A continuación, se calculan el momento de inercia efectiva de la sección agrietada tomando en cuenta la disposición de aceros anteriormente calculada para la zona central y externa de las losas a revisar, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

C : Distancia desde el eje neutro a la fibra del extremo en compresión.

A_s : Área de la sección del acero a tracción.

As' : Área de la sección del acero a compresión.

n : Relación modular del acero respecto del concreto ($f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$).

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9 \text{ (redondeando al entero inferior)}$$

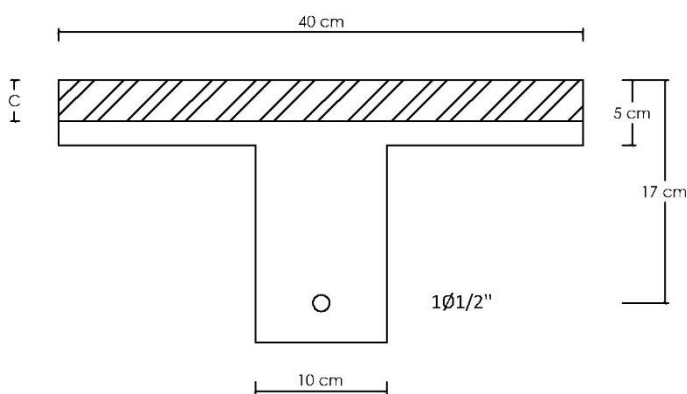
- Se tiene que el promedio de los momentos de inercias agrietadas será:

$$I_{e_{prom}} = \frac{I_{e_1} + I_{e_2} + 2 \cdot I_{e_3}}{4}; \frac{I_{e_2} + 2 \cdot I_{e_3}}{3}; (I_{e_3} = \text{tramo central})$$

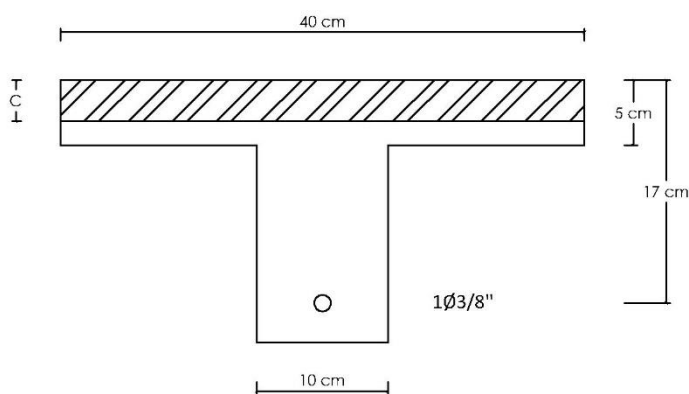
- Se considerará para la transformación del acero a compresión una relación modular de $2n$, tal como está indicado en la norma E.060.

Para las secciones centrales (momentos positivos):

1)



2)



Para la primera sección:

Ubicación de eje neutro:

- $n \cdot As \cdot (d - c) = b \cdot c^2 / 2$
- $9 \cdot 1,27 \cdot (17 - c) = 20 \cdot c^2$
- $c = 2.844 \text{ cm}$

Momento de Inercia agrietada:

- $I_e = b \cdot \frac{c^3}{3} + n \cdot As \cdot (d - c)^2$
- $I_e = 40 \cdot \frac{2,844^3}{3} + 9 \cdot 1,27 \cdot (17 - 2.844)^2$
- $I_e = 2597.19 \text{ cm}^4$

Para la segunda sección:

Ubicación de eje neutro:

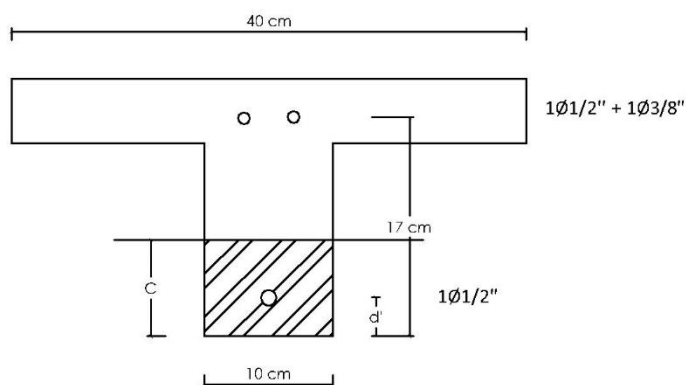
- $n.As.(d - c) = b.c^2/2$
- $9.0,71.(17 - c) = 20.c^2$
- $c = 2.176 \text{ cm}$

Momento de Inercia agrietada:

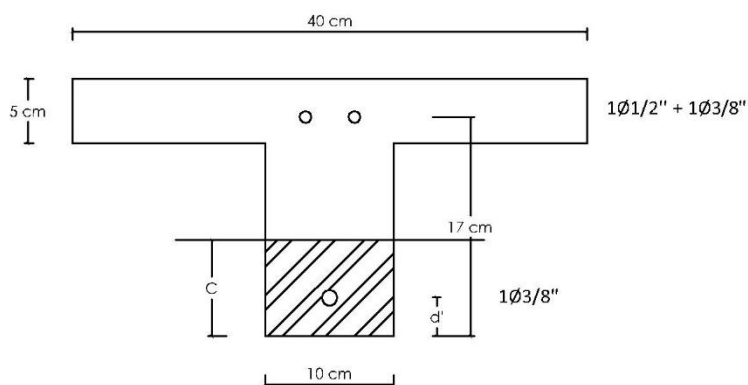
- $Ie = b.\frac{c^3}{3} + n.As.(d - c)^2$
- $Ie = 40.\frac{2,176^3}{3} + 9.0.71.(17 - 2.176)^2$
- $Ie = 1541.59 \text{ cm}^4$

Para las secciones extremas (momentos negativos):

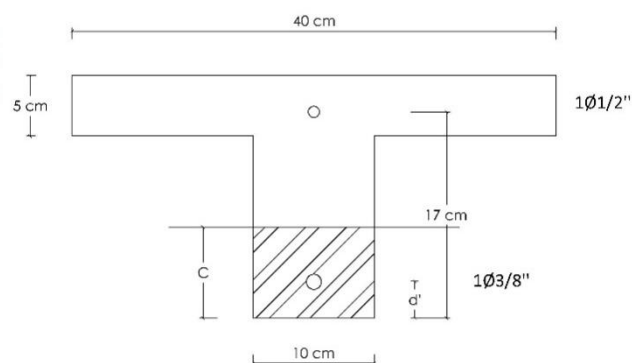
1)



2)



3)



Para la primera sección:

Ubicación de eje neutro:

- $n.As.(d - c) = b.\frac{c^2}{2} + (2n - 1).As'.(c - d')$
- $9.1,98.(17 - c) = 10.c^2 + 17.1,27.(c - 3)$
- $c = 5.497 \text{ cm}$

Momento de Inercia agrietada:

- $I_e = b \cdot \frac{c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2$
- $I_e = 10 \cdot \frac{5.497^3}{3} + 9.1,98 \cdot (17 - 5.497)^2 + 17.1,27 \cdot (5.497 - 3)^2$
- $I_e = 3046.21 \text{ cm}^4$

Para la segunda sección:

Ubicación de eje neutro:

- $n \cdot A_s \cdot (d - c) = b \cdot \frac{c^2}{2} + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')$
- $9.1,98 \cdot (17 - c) = 5 \cdot c^2 + 17.0,71 \cdot (c - 3)$
- $c = 5.773 \text{ cm}$

Momento de Inercia agrietada:

- $I_e = b \cdot \frac{c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2$
- $I_e = 10 \cdot \frac{5.773^3}{3} + 9.1,98 \cdot (17 - 5.773)^2 + 17.0,71 \cdot (5.773 - 3)^2$
- $I_e = 2980.28 \text{ cm}^4$

Para la tercera sección:

Ubicación de eje neutro:

- $n \cdot A_s \cdot (d - c) = b \cdot \frac{c^2}{2} + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')$
- $9.1,27 \cdot (17 - c) = 5 \cdot c^2 + 17.0,71 \cdot (c - 3)$
- $c = 4.835 \text{ cm}$

Momento de Inercia agrietada:

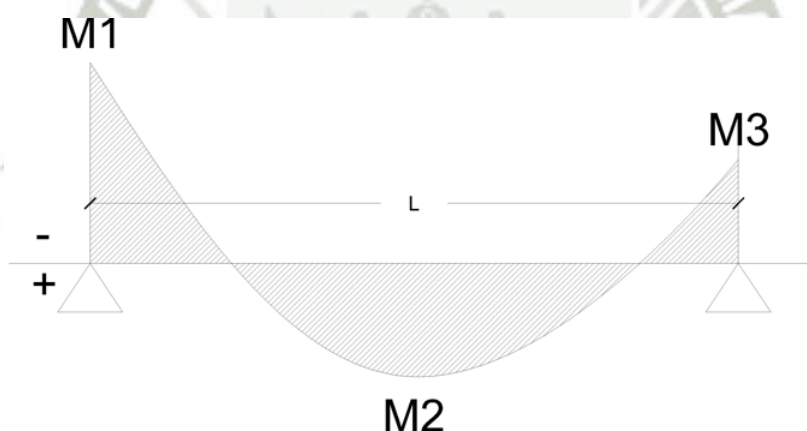
- $I_e = b \cdot \frac{c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2$
- $I_e = 10 \cdot \frac{4.835^3}{3} + 9.1,27 \cdot (17 - 4.835)^2 + 17.0,71 \cdot (4.835 - 3)^2$
- $I_e = 2108.90 \text{ cm}^4$

Una vez calculados los momentos de inercias agrietadas de las secciones se hallan los momentos de inercias agrietadas promedio de las viguetas tomando en cuenta la continuidad de estas; posteriormente se calculan las deflexiones inmediatas por carga viva y se comparan con las deflexiones límite para el caso de las losas en los sótanos.

Planta y Dirección	Acero de Momento (+)	Acero de Momento (-)	Tipo de momento de Inercia efectiva a considerar	Momento de Inercia agrietada en el extremo (1)	Momento de Inercia agrietada en el centro	Momento de Inercia agrietada en el extremo (2)	Momento de Inercia efectiva promedio (cm ⁴)
Sótano 1 (X-X)	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lg	--	--	--	11792
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2821.7
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2821.7

Sótano 2 (X-X)	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2821.7
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø3/8"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lg	--	--	--	11792
	1Ø3/8"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	2980.28	1541.59	2980.28	2260.935
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
Sótano 2 (Y-Y)	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
Planta Típica (Y-Y)	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø3/8"	1Ø1/2"	lg	--	--	--	11792
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lcr	3046.21	2597.19	3046.21	2746.86333
	1Ø3/8"	1Ø1/2"	lg	--	--	--	11792
	1Ø1/2"	1Ø1/2" y 1Ø3/8"	lg	--	--	--	11792

De acuerdo a estos valores se procede a calcular la deflexión inmediata por carga viva para las losas que se encuentran en los sótanos. A continuación, se hará uso de una fórmula basada en los momentos máximos positivos y negativos por tramo para determinar la deflexión máxima por carga viva de la sección basados en los momentos de inercias efectivas halladas.



$$\delta_{max} = 5 \cdot \frac{L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_e} (M_2 - 0.1(M_1 + M_3))$$

	Momento de Inercia agrietada (m ⁴)	Momento flector por cargas vivas en extremo (1)	Momento flector por cargas vivas en el centro (2)	Momento flector por cargas vivas en extremo (3)	Longitud de tramo (m)	Deflexión instantánea por carga viva (cm)	Deflexión límite inmediata L/3.6 (cm)	
S1	0.00011792	0.20	0.08	0.21	5.00	0.039	1.39	Ok
	0.000028217	0.20	0.06	0.20	5.00	0.084	1.39	Ok
	2.74686E-05	0.20	0.09	0.30	5.45	0.206	1.51	Ok

S2	0.000028217	0.16	0.13	0.31	5.00	0.350	1.39	Ok
	0.000028217	0.30	0.11	0.22	5.00	0.245	1.39	Ok
	2.74686E-05	0.23	0.14	0.34	5.45	0.427	1.51	Ok
	2.74686E-05	0.32	0.09	0.26	5.45	0.165	1.51	Ok
	0.00011792	0.26	0.06	0.21	5.00	0.013	1.39	Ok
	2.26094E-05	0.21	0.06	0.26	5.00	0.068	1.39	Ok
	2.74686E-05	0.26	0.09	0.32	5.45	0.165	1.51	Ok
	2.74686E-05	0.16	0.16	0.21	4.95	0.522	1.38	Ok
	2.74686E-05	0.19	0.13	0.24	4.95	0.369	1.38	Ok

De los resultados se puede ver que ninguna losa de los sótanos de estacionamientos supera el límite de deflexión de pisos que no soportan elementos estructurales.

Las deformaciones totales para las losas en planta típica se tomarán considerando deformaciones diferidas en el tiempo junto a las deformaciones instantáneas producidas por las cargas permanentes de servicio, comparándolas con el límite establecido para losas que soportan o que están ligados a elementos no estructurales.

$$\delta_{diferida} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \cdot \delta_{instantánea}$$

ξ : Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.

ρ' : Cuantía del acero a compresión en la sección central.

$\delta_{instantánea}$: Deflexión provocada por las cargas permanentes de servicio.

Momento flector por cargas de servicio en extremo (1)	0.64	0.29	0.54	0.61	0.25	0.53	ton. m
Momento flector por cargas de servicio en centro (2)	0.31	0.16	0.27	0.33	0.12	0.12	ton. m
Momento flector por cargas de servicio en extremo (3)	0.53	0.39	0.25	0.56	0.39	0.18	ton. m
Momento de Inercia efectiva de viguetas	2746.9	11792	2746.9	2746.9	11792	11792	cm ⁴
Longitud de tramo Ln	3.1	3.2	2.7	3.1	3.2	2.7	m
Deflexión instantánea por cargas de servicio	0.321	0.038	0.241	0.355	0.023	0.014	cm
ξ (5 años a más)	2	2	2	2	2	2	--
Deflexión diferida	0.643	0.076	0.483	0.709	0.046	0.029	cm
Deflexión total	0.964	0.114	0.724	1.064	0.069	0.043	cm
Deflexión límite	1.29	1.33	1.13	1.29	1.33	1.13	cm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Con esto se demuestra que las losas que no cumplían con los límites recomendados de la norma, tienen menores deflexiones que las máximas permisibles.

CORTE Y DOBLADO DEL ACERO DE REFUERZO:

El corte del acero de refuerzo y el concepto de longitud de desarrollo se basan en el esfuerzo de adherencia sostenible sobre la longitud embebida del refuerzo debidas a la tendencia de fisurar el concreto que restringe la barra cuando las secciones son delgadas.

Por lo que el corte o doblado del refuerzo longitudinal cumplirá con las siguientes condiciones:

- Se dispondrá de una extensión d , $12d_b$ o $l_n/16$ (tomándose el mayor valor), adicional en el acero a tracción que se extiende hasta el punto de inflexión en el DMF.
- Se dispondrá de una extensión d o $12d_b$ adicional para el acero a tracción que se extiende hasta el punto de intersección del diagrama de momentos flectores con el momento que tomen estas varillas.
- Un tercio del área de sección total a tracción será el mínimo que tomarán las varillas que vayan a ser extendidas.
- La longitud mínima de desarrollo será de 30 cm para barras a tensión y de 20 cm para barras a compresión.
- El corte deberá ser mayor o igual a la longitud de desarrollo de las barras corrugadas (45 cm para refuerzo de $\varnothing 1/2"$ y 30 cm para $\varnothing 3/8"$ en concreto bajo condiciones normales en tensión, siendo 28 y 20 cm la longitud de desarrollo a compresión respectivamente).
- La longitud de desarrollo de gancho será mínima de 15 cm o $8d_b$, tomando valores de 28 cm para $\varnothing 1/2"$ y de 16 cm para $\varnothing 3/8"$.
- La longitud de gancho será de $12d_b$.
- Se extenderá el acero de $\varnothing 3/8"$ para el caso del acero superior donde las losas lleven 2 varillas de refuerzo. Además, se prolongará por toda la longitud de losa las varillas del acero inferior.

En base a los momentos hallados se determina las longitudes de corte que tendrán las varillas siguiendo los requerimientos mínimos de longitud de desarrollo y basándose en el DMF de las losas para determinar los puntos de inflexión como sigue:

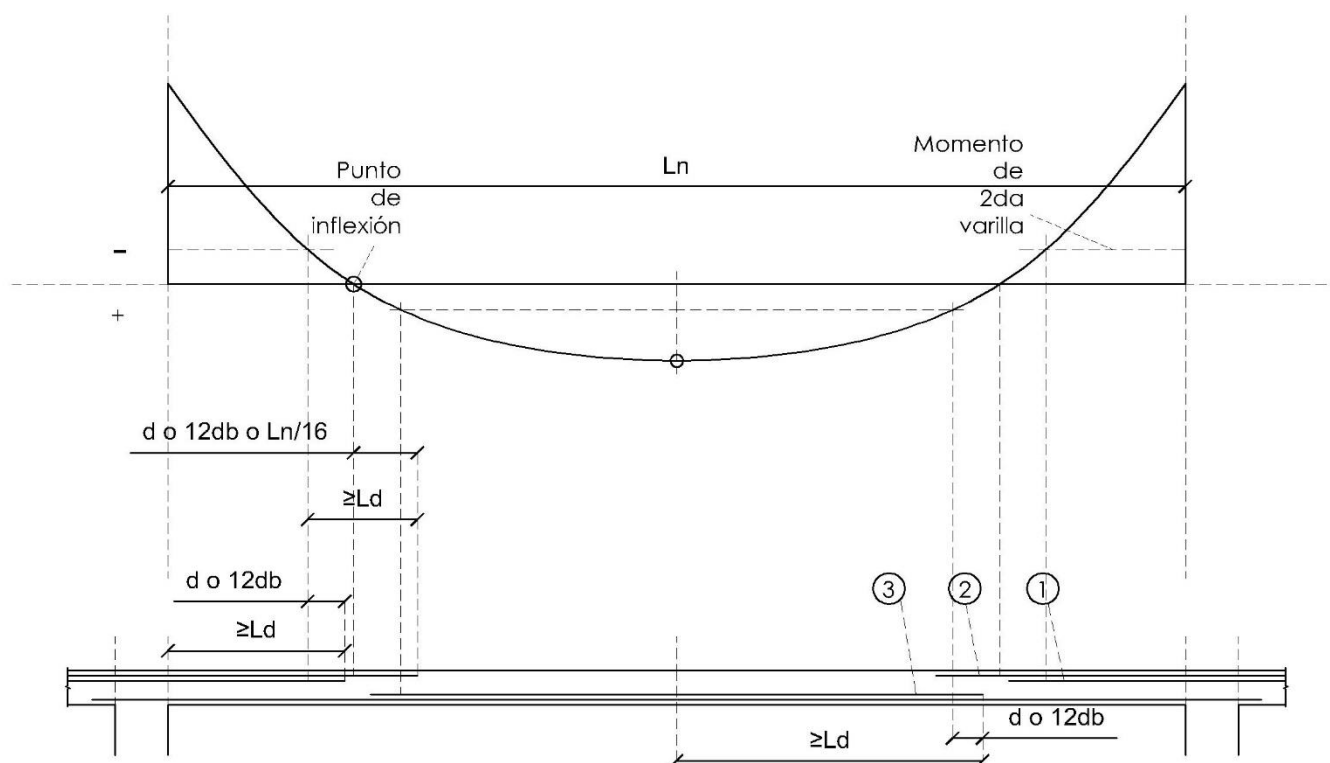


Figura 22. Esquema de longitudes de corte basados en un DMF

Entonces se realiza el procedimiento para hallar los momentos que tomarían las varillas de $\varnothing 3/8"$ en los extremos de la losa unidireccional.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f'c \cdot b \cdot 0.85}$$

$$a_1 = \frac{0,71.4200}{210.10.0,85} = 1,67 \text{ cm} \dots (\text{extremo})$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu_1 = \frac{0,9.0,71.4200 \left(17 - \frac{1,67}{2} \right)}{10^5} = 0.434 \text{ ton.m} \dots (\text{extremo})$$

Por lo tanto, las longitudes de corte a considerar serán los siguientes:

	Tramos	Longitud de la luz libre (m)	Momento negativo que toma la segunda varilla (ton.m)	Momento positivo que toma la segunda varilla (ton.m)	Momento último negativo (ton.m)	Momento último positivo (ton.m)	Longitud a punto de corte en DMF -(1)	Longitud a punto de inflexión desde extremo (2)	Longitud total de corte desde extremo (1)	Longitud total de corte desde extremo (2)
Dirección X-X	S1 - Tramo 1	3.00	--	--	0.72	0.26	--	0.74	--	0.93
		2.15	--	--	0.71	0.2	--	0.65	--	0.78
		5.00	0.434	--	0.87	0.52	0.63	0.88	0.80	1.20
		2.40	--	--	0.72	0.11	--	0.72	--	0.87
		5.00	0.434	--	0.87	0.46	0.64	0.90	0.81	1.22
		5.45	0.434	--	1.34	0.59	0.80	0.97	0.97	1.31
	S2 - Tramo 1	1.55	--	--	0.34	0.26	--	0.47	--	0.57
		1.50	--	--	0.14	0.09	--	0.48	--	0.57
		1.50	--	--	0.13	0.07	--	0.49	--	0.59
		1.55	--	--	0.38	0.16	--	0.52	--	0.62
	S2 - Tramo 2	1.55	--	--	0.56	0.36	--	0.49	--	0.58
		1.50	--	--	0.29	0.13	--	0.51	--	0.60
		1.50	--	--	0.28	0.09	--	0.53	--	0.63
		1.55	--	--	0.75	0.06	--	0.60	--	0.70
	S2 - Tramo 3	1.50	--	--	0.32	0.03	--	0.59	--	0.68
	S2 - Tramo 4	1.50	--	--	0.2	0.06	--	0.54	--	0.63
		1.50	--	--	0.36	0.09	--	0.55	--	0.64
	S2 - Tramo 5	2.20	--	--	0.6	0.17	--	0.65	--	0.79
		5.00	0.434	--	1.53	0.69	0.79	0.93	0.96	1.24
		2.40	--	--	0.49	0.08	--	0.72	--	0.87
		5.00	0.434	--	1.33	0.59	0.76	0.93	0.93	1.24
		5.45	0.434	--	1.62	0.74	0.83	0.97	1.00	1.31
	S2 - Tramo 6	5.45	0.434	--	1.28	0.54	0.80	0.98	0.97	1.32
		5.00	0.434	--	1.08	0.44	0.73	0.94	0.90	1.25
		2.40	--	--	0.69	0.02	--	0.76	--	0.91
		5.00	0.434	--	1.09	0.44	0.73	0.94	0.90	1.26
		5.45	0.434	--	1.25	0.56	0.78	0.97	0.95	1.31

	Tramos	Longitud de la luz libre (m)	Momento negativo que toma la segunda varilla (ton.m)	Momento positivo que toma la segunda varilla (ton.m)	Momento último negativo (ton.m)	Momento último positivo (ton.m)	Longitud a punto de corte en DMF -(1)	Longitud a punto de inflexión desde extremo (2)	Longitud total de corte desde extremo (1)	Longitud total de corte desde extremo (2)
Dirección Y-Y	S2 - Tramo 1	4.95	0.434	--	1.16	0.76	0.68	0.86	0.85	1.17
		2.75	0.434	--	0.77	0.26	0.47	0.72	0.64	0.89
	S2 - Tramo 2	1.50	--	--	0.5	0.02	--	0.60	--	0.69
		3.10	--	--	0.45	0.31	--	0.68	--	0.87
	S2 - Tramo 3	1.50	--	--	0.18	0.07	--	0.52	--	0.61
		3.10	--	--	0.69	0.21	--	0.77	--	0.96

S2 - Tramo 4	3.20	--	--	0.45	0.34	--	0.68	--	0.88
	2.75	--	--	0.55	0.33	--	0.66	--	0.83
S2 - Tramo 5	1.50	--	--	0.23	0.08	--	0.53	--	0.62
S2 - Tramo 6	1.50	--	--	0.6	0.02	--	0.60	--	0.70
	3.10	--	--	0.61	0.26	--	0.74	--	0.93
	3.20	--	--	0.58	0.3	--	0.73	--	0.93
	4.95	0.434	--	1.13	0.64	0.70	0.89	0.87	1.20
	2.75	0.434	--	0.84	0.25	0.51	0.73	0.68	0.90
PT - Tramo 1	3.10	0.434	--	1.01	0.63	0.52	0.69	0.69	0.88
	3.20	--	--	0.69	0.31	--	0.74	--	0.94
	2.70	0.434	--	0.95	0.49	0.49	0.67	0.66	0.84
PT - Tramo 2	3.10	0.434	--	0.76	0.58	0.43	0.66	0.60	0.86
	3.20	--	--	0.69	0.26	--	0.76	--	0.96
	2.70	0.434	--	0.9	0.2	0.53	0.74	0.70	0.91

6.1.2. Losas Aligeradas Bidireccionales

El diseñar la losa bidireccional implicará diseñar por corte y flexión las viguetas representativas de sección "T" en ambos sentidos X-X y Y-Y con ayuda del software ETABS 2015 15.1.0 sometida sólo a cargas de gravedad.

No será necesario el control de las deflexiones en las losas que se están considerando, debido a que cumplen con el peralte mínimo requerido para poder evitar la comprobación de deformaciones en las losas consideradas en el predimensionamiento. A continuación, se muestran las fuerzas internas del aligerado utilizando el software en los 2 tipos de losas bidireccionales del proyecto junto a su respectivo diseño:

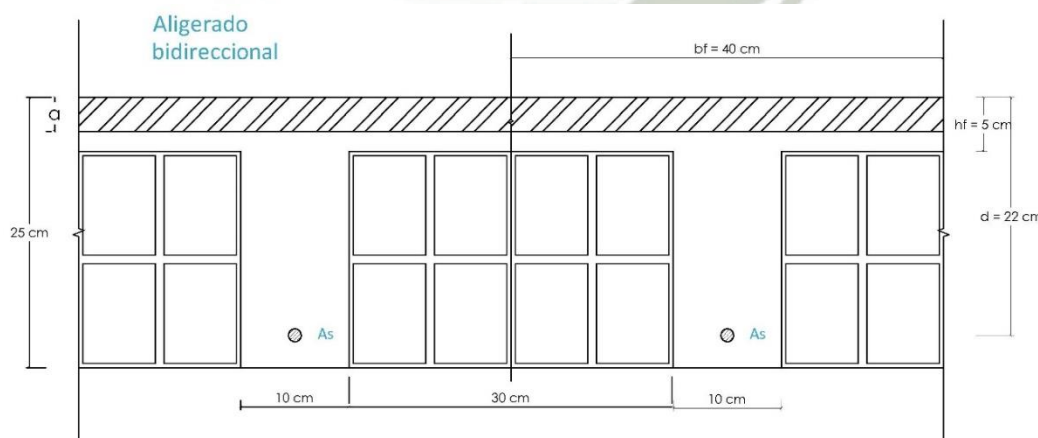


Figura 23. Sección de losa aligerada bidireccional

Datos:

	Cortante máxima Vu (ton)		Momento máximo Mu (ton.m)			
	Y-Y	X-X	Y-Y (-)	Y-Y (+)	X-X (-)	X-X (+)
Losa Bidireccional 1	0.53	1.37	1.49	1.12	1.55	1.20
Losa Bidireccional 2	1.34	0.85	1.54	0.83	1.07	1.13

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión consistirá en hallar la cantidad de acero necesario para resistir los momentos flectores últimos que se presentan en las secciones críticas, por lo que se realizó el diseño de las losas asumiendo un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y verificando que la cuantía máxima de acero sea el 50% de la cuantía balanceada.

En el sentido Y-Y:

Datos - Losa 1					
Mu (+)	1.12	ton.m	Mu (-)	1.49	ton.m
b	40	cm	b	10	cm
d	22	cm	d	22	cm
ku = Mu. 10⁵ / b.d²	5.785	kgf/cm ²	ku	30.785	kgf/cm ²
ρ (tablas)	0.001559	--	ρ	0.002087	--
As	1.372	cm ²	As	0.459	cm ²
As máximo	5.53	cm	As máximo	2.34	cm ²
As a colocar	1.42	cm	As a colocar	0.71	cm ²
a (asumiendo como viga rectangular)	0.84	cm	Varillas de acero	1Ø3/8"	
	OK				
Varillas de acero	2Ø3/8"				

Datos - Losa 2					
Mu (+)	0.83	ton.m	Mu (-)	1.54	ton.m
b	40	cm	b	10	cm
d	22	cm	d	22	cm
ku = Mu. 10⁵ / b.d²	4.287	kgf/cm ²	ku	31.818	kgf/cm ²
ρ (tablas)	0.001149	--	ρ	0.002159	--
As	1.0118	cm ²	As	0.475	cm ²
As máximo	5.53	cm	As máximo	2.34	cm ²
As a colocar	1.27	cm	As a colocar	0.71	cm ²
a (asumiendo como viga rectangular)	0.75	cm	Varillas de acero	1Ø3/8"	
	OK				
Varillas de acero	1Ø1/2"				

En el sentido X-X:

Datos - Losa 1					
Mu (+)	1.2	ton.m	Mu (-)	1.55	ton.m
b	40	cm	b	10	cm
d	22	cm	d	22	cm
ku = Mu. 10⁵/b.d²	6.198	kgf/cm ²	ku	32.025	kgf/cm ²
ρ (tablas)	0.001673	--	ρ	0.002174	--
As	1.472	cm ²	As	0.478	cm ²
As máximo	5.53	cm	As máximo	2.34	cm ²
As a colocar	1.98	cm	As a colocar	0.71	cm ²
a (asumiendo como viga rectangular)	1.16	cm	Varillas de acero	1Ø3/8"	
	OK				
Varillas de acero	1Ø1/2"+1Ø3/8"				

Datos - Losa 2					
Mu (+)	1.13	ton.m	Mu (-)	1.07	ton.m
b	40	cm	b	10	cm
d	22	cm	d	22	cm
ku = Mu. 10⁵/b.d²	5.837	kgf/cm ²	ku	22.107	kgf/cm ²
ρ (tablas)	0.001573	--	ρ	0.001488	--
As	1.385	cm ²	As	0.327	cm ²
As máximo	5.53	cm	As máximo	2.34	cm ²
As a colocar	1.42	cm	As a colocar	0.71	cm ²
a (asumiendo como viga rectangular)	0.84	cm	Varillas de acero	1Ø3/8"	
	OK				
Varillas de acero	2Ø3/8"				

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte consiste en verificar si la resistencia de la sección transversal es la necesaria para resistir la fuerza cortante última de la sección más crítica de la losa.

Se considerará sólo el aporte del concreto, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo analizando la sección crítica a una distancia "d" de la cara de los apoyos. La tabla siguiente muestra el cálculo del aporte del concreto como resistencia al corte de la sección.

Datos		
ϕ	0.85	
b	10	cm
d	22	cm
$V_n = V_c = 1,10,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$	1.859	ton
ϕV_n	1.580	ton
Cortante última V_u	1.37	ton
V_u a "d"	1.30	ton
$\phi V_n > V_u$	1.58 > 1.30	Ok

La fuerza cortante última mayor de las losas fue de 1.30 ton a una distancia “d” igual a 0.22 m, valor que es inferior a la resistencia al corte de la losa, por lo que no ocurrirá problemas por corte.

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Se colocará refuerzo a la losa de 5 cm para resistir los esfuerzos por temperatura y contracción, además de colocarse a una separación no mayor a 40 cm o menor o igual a 5 veces el espesor de la losa tomando en consideración una cuantía de 0.0018 (barra corrugada con $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$) y para un metro de ancho tributario.

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0,9 \text{ cm}^2$$

→ Para acero de 6mm el espaciamiento es de 31,11 cm

El acero de refuerzo por temperatura se colocará con varillas de 6mm a una separación de 25cm.

CORTE Y DOBLADO DEL ACERO DE REFUERZO

Para el corte del acero de refuerzo en las losas bidireccionales aligeradas se tomarán las mismas consideraciones que con losas unidireccionales aligeradas, por lo que al realizar el doblado del refuerzo en los extremos se deberá tener en cuenta lo que está indicado en la NTE E.060 y asegurar una adecuada transferencia de esfuerzos por longitud de desarrollo.

Se determinarán las longitudes de corte en base a los puntos de inflexión del DMF y al área de las varillas colocadas para hallar las longitudes de desarrollo y finalmente calcular los cortes en el acero de refuerzo.

Losa	Longitud de la luz libre (m)	Momento último negativo (ton.m)	Momento último positivo (ton.m)	Longitud total de corte desde extremo (2)	Longitud total de corte desde centro (3)
1-1 X-X	5.40	1.55	1.2	1.21	1.88
1-1 Y-Y	6.45	1.49	1.12	1.36	2.30
2-2 X-X	5.75	1.07	1.13	1.20	2.05
2-2 Y-Y	4.95	1.54	0.83	1.21	--

6.1.3. Losas Macizas

El diseño de las losas macizas en dos direcciones se dará tomando una sección rectangular de 1m de ancho con las mismas combinaciones de carga de gravedad que las losas aligeradas para ambas direcciones de análisis y se le diseñará como una viga con dos capas de acero en la losa.

Las losas macizas bidireccionales tampoco requieren de alguna comprobación de deformaciones debido a que en el predimensionamiento se tomó en cuenta al seleccionar un peralte de 20 cm para todas las losas.

Ahora se muestra los valores obtenidos del DMF y DFC de ambos ejes de las losas de las plantas típicas, considerando sólo los valores máximos encontrados en el proyecto.

	Cortante máxima V_u (ton)		Momento máximo M_u (ton.m)			
	Y-Y	X-X	Y-Y (-)	Y-Y (+)	X-X (-)	X-X (+)
Planta Típica	9.33	10.53	5.02	5.28	5.18	5.44

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se determinará primero la cantidad de acero mínimo que deberá de tener la losa maciza, para luego como recomendación repartirlo en las losas de manera extendida y colocar el refuerzo restante como bastones para ambas capas de la losa maciza.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3,6 \text{ cm}^2$$

→ El acero de sección mínima será de $1,8 \text{ cm}^2$ para una sola capa.

El acero de refuerzo se colocaría con varillas de $1\emptyset 3/8''$ a una separación de 40 cm como acero corrido en ambos sentidos por capa de refuerzo, siendo el espaciamiento máximo de las barras de acero de 40 cm o tres veces el espesor de la losa.

Momento negativo:

Dirección	M_u (-)	k_u	ρ	A_s	Diámetros	Espaciamiento (m)
Planta Típica X-X	5.18	17.924	0.005	8.571	$1\emptyset 5/8''$	0.225
Planta Típica Y-Y	5.02	17.370	0.0049	8.289	$1\emptyset 5/8''$	0.225

Momento positivo:

Dirección	M_u (+)	k_u	ρ	A_s	Diámetros	Espaciamiento (m)
Planta Típica X-X	5.44	18.824	0.0053	9.032	$1\emptyset 5/8''$	0.225
Planta Típica Y-Y	5.28	18.270	0.0051	8.748	$1\emptyset 5/8''$	0.225

Se dispone en la E.060 que para losas estructurales la cuantía mínima en la cara en tracción por flexión no debe ser menor de 0.0012, lo que resulta en colocar barras de $\emptyset 3/8''$ cada 30 cm en las principales losas macizas para acero positivo.

El acero de las losas macizas en voladizo que corresponden a los balcones del edificio será del refuerzo prolongado correspondiente a las losas macizas adyacentes y no se realizará comprobación alguna para determinar sus deformaciones debido a que cumple con las dimensiones necesarias para evitar el control de deflexiones.

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte se verificará si la sección de 1m de ancho que se toma de la losa maciza es capaz de resistir las fuerzas cortantes máximas actuantes en las zonas críticas de la losa, en este caso solamente considerando el aporte de la resistencia a corte del concreto sin tomar en cuenta el acero de refuerzo.

Se sabe del análisis que la fuerza cortante última de mayor valor presente en la edificación en las losas macizas es de 10.53 ton y que el peralte de las losas es de 20 cm, incluyendo aquellas que se encuentran en voladizo.

Datos		
ϕ	0.85	
b	100	cm
d	17	cm
$V_n = V_c = 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$	13.06	ton
ϕV_n	11.09	ton
Cortante última V_u	10.53	ton
$\phi V_n > V_u$	11.09 > 10.53	Ok

El colocar en dos sentidos la armadura de acero de las losas macizas en cada capa, se controlan las contracciones por temperatura, por lo que no será necesario calcular el acero por contracción.

6.2. Diseño de vigas de la estructura

El diseño de vigas se realizó por flexión y corte utilizando las combinaciones de carga indicadas en la NTE.060 para vigas peraltadas y chatas, tomando en cuenta las fuerzas sísmicas y el diseño basado para secciones transversales rectangulares. Para casos de vigas que no constituyan parte del sistema sismorresistente de la estructura se diseñarán sólo con cargas de gravedad, siendo incluso el caso de algunas vigas chatas que no fueron diseñadas con cargas vivas debido a que su propósito era sólo el de soportar tabiquería.

La cuantía máxima de acero será el 50% de la cuantía balanceada, utilizando valores de resistencia a la compresión del concreto $f'c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, $f'c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ y $f'c = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, con unas cuantías mínimas de acero $\rho = 0.0024$, 0.00278 y 0.00311 , que se colocarán como refuerzo continuo a lo largo de toda la viga. Los peraltes de las vigas a diseñar tienen valores cercanos al mínimo necesario para evitar el control de deflexiones considerados en el predimensionamiento, tal como se indica en la norma. Siendo así comprobadas las deflexiones empleando el programa de análisis asegurándose valores permitidos.

6.2.1. Diseño por flexión y cortante de vigas sismorresistentes

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se utilizarán las tablas de diseño “ku – cuantía” determinando el área de acero necesario en las secciones críticas dadas por los momentos flectores últimos. A continuación, se muestra como ejemplo el diseño por flexión del tramo 4 de la viga 1 para las secciones con mayor momento positivo y negativo determinados por análisis desde el programa ETABS tomando en cuenta el acero mínimo requerido y las cargas sísmicas en la estructura.

Datos					
Mu (+)	11.130	ton.m			
Mu (-)	14.440	ton.m			
b	30.0	cm			
h	55.0	cm			
ku = Mu. 10⁵ / b.d²	15.452	kgf/cm ²	ku (-)	20.047	kgf/cm ²
ρ (+) (tablas)	0.004307	--	ρ (-)	0.005685	--
As (+) requerido	6.331	cm ²	As (-) requerido	8.357	cm ²
As mínimo	4.1	cm ²			
As máximo	20.823	cm ²			
As (+) a colocar	6.81	cm	As (-) a colocar	8.55	cm ²
1Ø3/4'' + 2Ø5/8''			3Ø3/4''		

Se tienen 52 tipos de vigas principales y 13 secundarias entre chatas y peraltadas en la estructura aislada, de las que para determinar los diámetros de refuerzo longitudinal a utilizar correspondientes a cada uno de estos se tomó en cuenta la continuidad del acero, el acero de refuerzo mínimo, facilidad de colocación en obra y demás criterios.

Cabe indicar que las secciones mínimas de acero de refuerzo requerida por los distintos tramos de viga, se colocaron de manera corrida en toda la viga, completándose los refuerzos positivos y negativos con las varillas de acero requeridas.

Como requisito para sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II, se tiene que cumplir los siguiente:

- La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, “ P_u ”, no debe exceder de $0,1.f'c.A_g$.
- La luz libre del elemento “ l_n ” no debe ser menor que cuatro veces su peralte.
- El ancho del elemento, “ b_w ”, no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 25 cm.
- El ancho del elemento, “ b_w ”, no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo igual a las tres cuartas partes del peralte del elemento en flexión.

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Adicionalmente se tiene que la cuantía de refuerzo en tracción no deberá de exceder de 0,025.

DISEÑO POR CORTE

El diseño consistirá en calcular la resistencia requerida para soportar la fuerza cortante en la sección más crítica del elemento basándose en el aporte del concreto y el refuerzo por corte mediante estribos, que se le asignará a la sección en caso de no ser la suficiente colocándolos a un espaciamiento adecuado.

La sección crítica se toma a una distancia “ d ” de la cara del apoyo, colocándose estribaje mínimo en las secciones de las vigas en las que el cortante último se encuentre entre el 50% y 100% del aporte a la resistencia por parte del concreto.

Para el caso de vigas que soportan efectos sísmicos en edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos o dual tipo II como en el presente caso, se aplicarán requisitos extra para determinar el valor de la fuerza cortante de diseño V_u , sabiendo que no debe tomar valores menores a:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos probables en flexión ($M_{pr} = 1,25. Mn$) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

Se dispone también de límites en cuanto el espaciamiento de los estribos, siendo las consideraciones a tomar en cuenta las siguientes:

Para la zona de confinamiento (desde cara del apoyo una longitud de $2d$):

- " $d/4$ ".
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm.

Para la zona central no se tomará espaciamiento a más de $0,5d$.

El primer estribo estará a máximo 5 cm desde la cara del apoyo, siendo los estribos de $3/8"$ para aceros longitudinales de hasta $1"$ y estribos de $1/2"$ para barras de mayor diámetro.

De acuerdo a esto, se diseñó por corte las vigas en la estructura que están bajo efectos sísmicos hallando las cortantes isostáticas asociadas a las cargas de gravedad amplificadas mediante metrados de cargas y así posteriormente sumarlos a la cortante asociada con el desarrollo de las resistencias probables en flexión (M_{pr}), basados en el refuerzo a flexión colocado en las vigas.

Se diseñará con el mayor valor de cortante última, ya sea de la obtenida por el análisis de la estructura en software considerando cargas sísmicas o el mínimo a considerar como se indica en la E.060 para estructuras con sistemas aporticados.

A continuación, se muestra un ejemplo de diseño por cortante para el cuarto tramo de la viga V-1.

Datos					
ln	5	m	f'c	280	kgf/cm ²
b	30.00	cm	fy	4200	kgf/cm ²
d	49.00	cm	ϕ	0.85	
As superior	3 ϕ 3/4"		As inferior	1 ϕ 3/4"+2 ϕ 5/8"	
As (-)	8.55	cm ²	As (+)	6.81	cm ²
a (-)	5.029	cm ²	a (+)	4.005	cm ²
Mn izq.	16.69	ton. m	Mn der.	13.44	ton. m

Procedimiento:				
V por resistencia probable $1.25(Mn_{izq.} + Mn_{der.}) / ln$		8.35	ton	
V isostático para cargas permanentes (metrado)		3.39	ton	
Vu total (V isostático + V Resis. Probable)		11.74	ton	
Vu de análisis por software		6.33	ton	
* Se tomará el cortante mayor		11.74	ton	
Aporte del concreto $V_c (0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot b \cdot d)$		13.04	ton	
Aporte del acero $V_s (Vu/\phi - V_c)$		0.77	ton	
V_s máximo $(2, 1 \cdot \sqrt{280} \cdot b \cdot d)$	51.66 ton	$>V_s = 0.77$	OK	
V_s referencia $(1, 1 \cdot \sqrt{280} \cdot b \cdot d)$	27.06 ton	$>V_s = 0.77$	OK	
S (para varillas de 3/8") $(A_v \cdot f_y \cdot d / V_s)$		380.62 cm	*Se colocará el mínimo necesario	Entonces Smax para zona confinamiento:
				d/4 o 30 cm
Smax para zona central		d/2 cm		Longitud Confinamiento 2d
		"@ 0.225 m"		98 cm
				Nro. Estribos
				8
Se dispondrán:		1@0.05m, 8@0.125m, r@0.225m		

6.2.2. Diseño por flexión y cortante de vigas secundarias y que no soportan efectos sísmicos

DISEÑO POR FLEXIÓN

Se utilizarán las tablas de diseño "ku – cuantía" determinando el área de acero mínima necesaria en las secciones críticas dadas por los momentos flectores últimos basados en las cargas de gravedad amplificadas sin tomar sismo para las vigas que soporten directamente muros (chatas) y tomando momentos sísmicos para aquellas que son peraltadas pero que no forman parte de la estructura principal.

Ahora se muestra como ejemplo el diseño por flexión de la viga VS - 8 para las secciones con mayor momento positivo y negativo determinados del análisis.

Datos					
Mu (+)	0.66	ton.m			
Mu (-)	1.43	ton.m			
b	30.0	cm			
h	20.0	cm			
ku (+) (Mu. $10^5 / b \cdot d^2$)	7.612	kgf/cm ²	ku (-)	16.494	kgf/cm ²
p (+) (tablas)	0.002064		p (-)	0.004615	
As (+) requerido	1.053	cm ²	As (-) requerido	2.353	cm ²
As mínimo	1.232	cm ²			
As máximo	5.419	cm ²			
As (+) a colocar	2.54	cm	As (-) a colocar	2.54	cm ²
2Ø1/2"			2Ø1/2"		

Se tienen 13 tipos de vigas secundarias en la estructura aislada, de las que los diámetros de refuerzo longitudinal a utilizar que le corresponden a cada uno fueron tomándose en cuenta para un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

DISEÑO POR CORTE

El diseño se realizará para calcular el refuerzo a cortante necesario para resistir los cortantes últimos en las vigas, utilizándose para algunos casos estribos de diámetro de 6mm en aceros longitudinales de 1/2" y de 3/8" en aceros de 5/8".

Para el caso de diseño por corte de vigas secundarias se dispondrán aceros con espaciamientos máximos dependiendo de si el valor de V_s es superior o inferior al V_s de referencia tomando en cuenta directamente el cortante último V_u hallado por análisis con software.

A continuación, se muestra un ejemplo del diseño por corte de una viga secundaria (VS – 8):

Datos					
In	3.20	m	$f'c$	210	kgf/cm^2
b	30.00	cm	f_y	4200	kgf/cm^2
d	17.00	cm	ϕ	0.85	
Vu de análisis por software			2.12 ton		
Aporte del concreto V_c $(0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d)$			3.92	ton	
Aporte del acero V_s $(V_u/\phi - V_c)$			0.00	ton	
V_s máx. $(2.1 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d)$			15.52 ton	$>V_s = 0$	OK
V_s referencia $(1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d)$			8.13 ton	$>V_s = 0$	OK
S (para varillas de 3/8") $(A_v \cdot f_y \cdot d / V_s)$			"Acero mínimo"	Entonces S_{\max} :	d/2 ó 60 cm
					"@0.075 m"
Se dispondrán:			1@0.05m, r@0.075m		

6.2.3. Longitudes de corte y empalmes para vigas

Se determina el corte del refuerzo longitudinal de acuerdo al diagrama de momento flector de las vigas, tomando en cuenta lo indicado para losas aligeradas con excepción de las longitudes de desarrollo y de empalme mínimos a emplear.

Cuando exista sismo la resistencia a momento positivo en la cara del apoyo debe ser mayor a 1/3 de la resistencia a momento negativo en esa cara. Se tendrá en cuenta como longitudes de desarrollo mínimas para las varillas de acero longitudes de:

- 1": Refuerzo superior con 145cm e inferior con 115cm.
- 5/8": Refuerzo superior con 75cm e inferior con 60cm.
- 3/4": Refuerzo superior con 90cm e inferior con 70cm.
- 1/2": Refuerzo superior con 60cm e inferior con 45cm.

Por otro lado, los empalmes por traslape de las barras de refuerzo nunca se realizarán dentro de una distancia “d” de la cara del apoyo si la viga resiste esfuerzos del sismo, por lo que se recomienda realizar los traslapes a un cuarto de la luz libre de la viga para momentos positivos y dentro del tercio central para los momentos flectores negativos.

Por lo que se utilizarán los siguientes valores para empalmes:

- 3/8”: Refuerzo superior con 45cm e inferior con 40cm.
- 1/2”: Refuerzo superior con 50cm e inferior con 40cm.
- 5/8”: Refuerzo superior con 60cm e inferior con 50cm.
- 3/4”: Refuerzo superior con 75cm e inferior con 65cm.
- 1”: Refuerzo superior con 1.30 m e inferior con 1.15 m.

6.3. Diseño de columnas de la estructura

Las columnas como elementos que soportan cargas axiales por gravedad y cargas de sismo, se diseñan tomando en cuenta momentos flectores y fuerzas axiales principalmente desde diagramas de interacción basados en las secciones transversales de concreto y acero por columna.

Para las columnas en este proyecto se utilizaron resistencias a compresión para el concreto de $f'c = 210, 280$ y 350 kgf/cm^2 , calculando la resistencia de diseño a partir de combinaciones de carga amplificadas.

Se comprobó que los pares de carga axial última y momento flectores últimos para cada combinación en ambas direcciones estén ubicados dentro de la curva del diagrama de interacción correspondiente a cada eje con la ayuda del programa “CSI Column 9.0”, tomando las cuantías de acero mayores a 1% y sin sobrepasar el 6%.

Las columnas se diseñarán tomando en cuenta las disposiciones especiales para diseño sísmico para edificios con sistema resistente a fuerzas laterales aporticados o dual tipo II, por lo que para la fuerza cortante de diseño V_u se considerará que ésta no sea menor a:

- A la fuerza determinada empleando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él.

Para el caso de elementos a flexocompresión se considera también una zona de confinamiento con una longitud medida desde la cara del nudo tomando el mayor valor de:

- 50 cm.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- La sexta parte de la luz libre del elemento.

El espaciamiento de estribos para la zona de confinamiento no excederá el menor valor de:

- 10 cm.
- La tercera parte de la menor dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

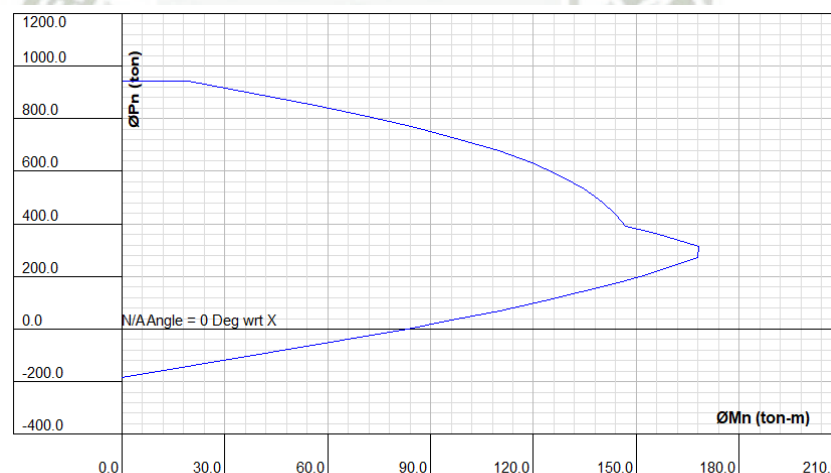
Siendo el espaciamiento mínimo permitido para el resto de la longitud de la columna de 25cm o diez veces el diámetro de la menor barra longitudinal.

Por lo que basado en la sección transversal y las distribuciones de acero vertical colocados en las columnas, se determinan los diagramas de interacción considerando distintas combinaciones de diseño para los sentidos X-X y Y-Y. Posteriormente a la determinación del acero longitudinal necesario para cada tipo de columna se verificará la capacidad resistente a flexión biaxial mediante las ecuaciones dadas en la E.060.

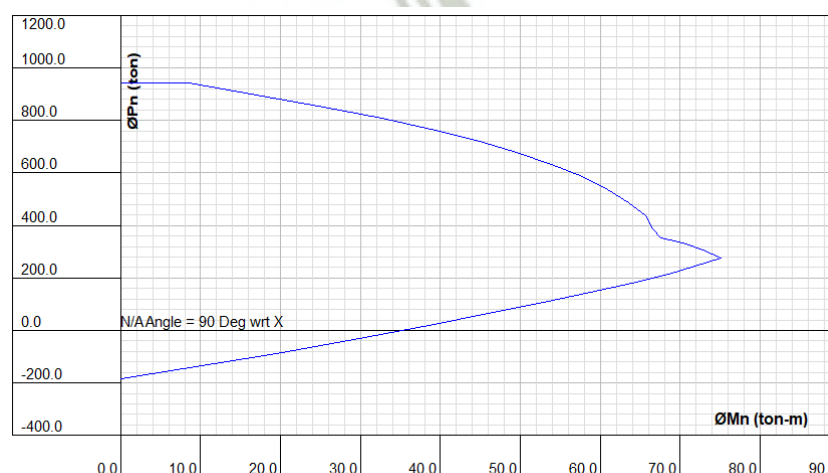
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

A continuación, se muestra el diagrama de interacción para la columna de sección 45x100 cm de la planta típica junto a las combinaciones de carga utilizadas para determinar la carga axial última P_u y momento flector de cada dirección M_{ux} y M_{uy} .

X-X:



Y-Y:



Cuántía mínima 1%	45.0	cm ²	As = 4Ø1" + 10Ø3/4"
En X-X:	1.4CM + 1.7CV	1.25(CM + CV) ± CS	0.9CM ± CS
Pu (ton.)	319.77	322.32	219.97
Mux (ton.m)	95.31	106.33	76.01
En Y-Y:	1.4CM + 1.7CV	1.25(CM + CV) ± CS	0.9CM ± CS
Pu (ton.)	319.77	289.66	187.31
Muy (ton.m)	6.07	18.01	16.04

La utilización del acero mínima (1%) es suficiente para soportar las combinaciones de cargas, por lo que el acero longitudinal para la sección será:

COLUMNA	Diámetros
45 x 100	4Ø1" + 10Ø3/4"

De acuerdo a las curvas de los diagramas de interacción para sección, las combinaciones de carga se encuentran dentro de estas utilizando el acero de refuerzo longitudinal mínimo. La verificación por flexión biaxial se hará hallando primero el valor de la resistencia nominal bajo carga axial únicamente "*Pon*" y determinar que ecuación será empleada para la comprobación.

$$Pon = 0,85. f'c. (Ag - Ast) + fy. Ast$$

Si: $Pu \geq 0,1. \phi. Pon$, entonces:

– Primera condición:
$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Pon}$$

Pn: Es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.

Pnx: Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X (excentricidad *ey* = 0).

Pny: Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y (excentricidad *ex* = 0).

Si: $Pu \leq 0,1. \phi. Pon$, entonces:

– Segunda condición:
$$\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \leq 1.0$$

ϕMnx : Resistencia de diseño de la sección respecto al eje X.

ϕMny : Resistencia de diseño de la sección respecto al eje Y.

En la verificación se utiliza la combinación de carga que sea más crítica e incluya efectos sísmicos, para posteriormente hallar los valores de las resistencias nominales en cada dirección y aplicarlas en las condiciones planteadas para demostrar que no ocurrirán problemas bajo flexión biaxial.

Para la columna de sección 45x100cm, se determinó que se emplearía la primera condición de verificación, cumpliendo así con:

$$\phi P_n \geq P_u; \phi=0,7$$

COLUMNA	P _{nx}	P _{ny}	P _n	ϕP_n	P _u	
I	1078.57	831.43	677.54	474.28	322.32	Ok

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por cortante de elementos sismorresistentes se toma en cuenta la cortante V_u hallada a partir de las resistencias máximas probables ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en los extremos de la luz libre de la columna, en el que interviene además la fuerza axial última del elemento P_u . Para el diseño se tomará en cuenta los valores críticos diseñando con la carga axial que da el mayor momento nominal posible, empleando las disposiciones especiales de diseño sismorresistente posterior al cálculo del espaciamiento, por lo que la distribución de estribos será la más conservadora. A continuación, se muestra como ejemplo el diseño de las columnas con sección 45x100cm para ambos sentidos X-X y Y-Y determinando primero los momentos nominales desde los diagramas de interacción.

Datos					
b*	45	cm	r	6	cm
h*	100	cm	f' _c	210	kgf/cm ²
ϕ	0.85		f _y	4200	kgf/cm ²
L _n	2.0	m	A _g	4500	cm ²
Para X-X:			Para Y-Y:		
P _{ux}	164.41	ton	P _{uy}	172.27	ton
M _{nx}	176.63	ton.m	M _{ny}	78.69	ton.m
V _{ux} = 1,25.M _{nx} .2 / L _n	220.79	ton	V _{uy} = 1,25.M _{ny} .2 / L _n	98.36	ton
V _{cx} = 0,53.√210 . b. d(1 + 0,0071. P _u / A _g)	41.32	ton	V _{cy} = 0,53.√210 . b. d(1 + 0,0071. P _u / A _g)	38.10	ton
V _{sx} = V _{ux} /φ - V _{cx}	218.43	ton	V _{sy} = V _{uy} /φ - V _{cy}	77.63	ton
A _{vx} (1/2")	7.68	cm ²	A _{vy} (1/2")	3.84	cm ²
S _x = A _{vx} .f _y .d / V _{sx}	13.68	cm	S _y = A _{vy} .f _y .d / V _{sy}	8.10	cm
Longitud de zona de confinamiento L _o	100.00	cm	Entonces:		
Espaciamiento S _o	10.00	cm	Ø1/2: 1 @ 0.05 m, 1 @ 0.075 m, rto. @ 0.10 m		

* Los valores de "b" y "h" varían de acuerdo a la dirección a tomar en cuenta.

ANCLAJE Y EMPALME

Los empalmes para las columnas se harán en el tercio central de la luz libre, en las zonas que cuentan con menor esfuerzo, debiendo tener un valor mínimo igual a la longitud de desarrollo a compresión de las barras. Para el anclaje de las barras en el último nivel alcanzado por la columna, se tomará la longitud de desarrollo de gancho L_{dg} y contarán con ganchos de 30 cm uniformizados para todas las columnas como criterio práctico.

6.4. Diseño de cimentación de la estructura

La cimentación como parte de la subestructura se encarga de distribuir y transmitir las cargas provenientes de los elementos estructurales verticales hacia el terreno considerando principalmente que los esfuerzos producidos en el suelo deben de ser menores al esfuerzo admisible del suelo para evitar asentamientos diferenciales excesivos.

Para la edificación actual se ha optado por utilizar una losa de cimentación debido al alto peso de la estructura considerando que para una perspectiva de seguridad y economía en la construcción resulta ser una de las mejores alternativas a emplear, además de recomendable al estar emplazada en una zona que cuenta con un nivel freático a menos de 5 m de profundidad.

Se considerará para el terreno de cimentación una capacidad portante de 2,5 kgf/cm² planteando una cimentación a 6 m de profundidad con muros de sótano de hormigón. Así mismo, un solado de 0.10 m será empleado.

En el análisis de la cimentación se utilizó el software SAFE versión 2014, pudiéndose aplicar con este programa el método de elementos finitos para el cálculo de los esfuerzos actuantes sobre el terreno considerando al suelo como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente por debajo de la losa. Los resortes contarían con una rigidez igual al módulo de balasto del suelo, siendo en este caso recomendable para el uso del programa SAFE un valor de 5,0 kgf/cm³.

Para el área de contacto que tendrá el cimiento deberá de comprobarse que las cargas de servicio de la edificación generan esfuerzos menores a los admisibles por el terreno, pudiéndose amplificar el esfuerzo admisible un 30% en caso de considerar sollicitaciones sísmicas.

Se utilizará concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, siendo el espesor de la cimentación determinado en base a la resistencia por cortante y punzonamiento requerido considerando la combinación de cargas amplificadas más crítica.

Las consideraciones para el diseño por flexión serán las mismas que se tuvieron para losas macizas anteriormente, por lo que se tomarán combinaciones para ambos sentidos de la losa tomando en cuenta los valores críticos para el diseño.

En la losa de la cimentación se encuentran vigas perimetrales, las cuáles se diseñarán en base a los refuerzos mínimos y máximos por flexión en vigas de sección rectangular tal como está establecido en la norma E.060.

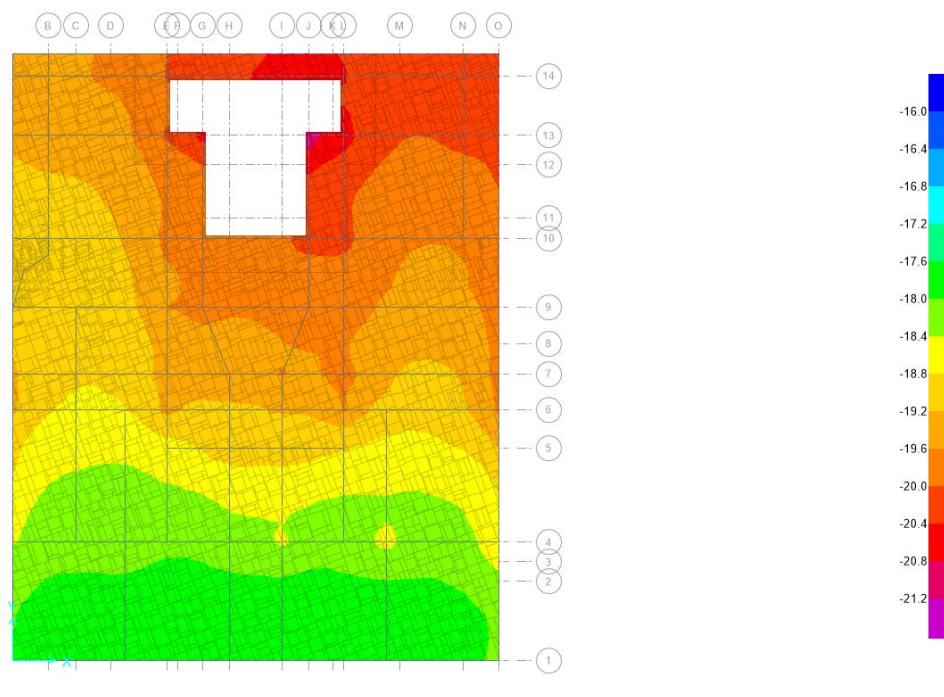


Figura 24. Esfuerzos en el suelo debido a la envolvente de combinación de cargas.

Las acciones sísmicas se podrán reducir al 80% de los valores brindados por el análisis para el caso de las combinaciones utilizadas en el cálculo de los esfuerzos en el terreno, debido a que las solicitaciones están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

Por lo que seleccionando una losa de espesor 90 cm se verifica que los esfuerzos actuantes sean menores a los admisibles por el terreno, dando como resultado esfuerzos producidos por cargas de gravedad con menor valor al de la capacidad portante del suelo q_u (21.12 ton/m²).

6.4.1. Diseño por corte y flexión de la losa de cimentación

El diseño se realiza considerando áreas rectangulares definidas en el modelo teniendo en cuenta la ubicación de los elementos estructurales verticales y el máximo esfuerzo producido en el suelo por paño considerado.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se consideró una cuantía mínima de 0.0018 como requisito de contracción y temperatura en ambas direcciones de la losa, y un diseño por metro lineal para cada paño asumiendo un recubrimiento de 6 cm y una resistencia a compresión del concreto de 210 kgf/cm².

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 90 = 16,2 \text{ cm}^2$$

→ El acero de sección mínima será de 8,10 cm² para una sola capa.

El acero de refuerzo mínimo sería con varillas de 1Ø5/8'' a una separación de 20 cm como acero corrido en ambos sentidos por capa de refuerzo, siendo el espaciamiento máximo de las barras de acero de 40 cm o tres veces el espesor de la losa como está establecido en la norma E.060.

Ahora se muestran los momentos flectores máximos a considerar de la losa y los cálculos:

Área de sección de acero y espaciamiento:

Dirección	Mu	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
X-X (+)	37.07	4.90	0.00132	11.45	2.54	22.18
X-X (-)	21.17	2.80	0.00075	6.49	mínimo	20.00
Y-Y (+)	27.68	3.66	0.00098	8.52	1.98	23.25
Y-Y (-)	31.47	4.16	0.00111	9.70	1.98	20.42

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte se verificará para una sección de 1 m de ancho, de la que se comprueba que la losa de cimentación es capaz de resistir las fuerzas cortantes máximas actuantes en las zonas críticas de la losa, en este caso solamente considerando el aporte de la resistencia a corte del concreto sin tomar en cuenta el acero de refuerzo.

Para una losa de 90 cm de espesor el valor de la resistencia a cortante por parte del concreto es:

Datos			
ϕ	0,85		
b	100	cm	
d	84	cm	
$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$	64,52	ton	
ϕV_c	54,84	ton	
V_u	49.50	ton	

Se sabe del análisis que la fuerza cortante última de mayor valor presente en la losa de cimentación es de 86.72 ton en la zona circundante a la fosa del ascensor, por lo que se calcula un espesor de losa para el sitio de 135 cm.

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

Se determina el cortante por punzonamiento en el perímetro crítico con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0,53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

β : Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

b_0 : Perímetro de la sección crítica

$$V_c = 0,944 \cdot \sqrt{210} \cdot 546.84 = 627.41 \text{ ton}$$

Tomando en cuenta que el cortante generado por el esfuerzo sobre la losa de cimentación por parte del terreno (21.12 ton/m^2) es determinado empleando el área de influencia de la columna más crítica.

$$A_{crítica} = A_{influencia} - A_{col}$$

$$A_{crítica} = 3.625 \times 4.8 - 0.35 \times 0.70 = 17.16 \text{ m}^2$$

Siendo el cortante último:

$$V_u = q_u \cdot A_{crítica}$$

$$V_u = 21,12 \cdot 17,16 = 362.42 \text{ ton.}$$

Por lo que realizando la verificación se tiene que la losa no falla por punzonamiento.

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

$$0,85 \cdot 627,41 = 533,3 \geq 362,42 \quad \dots \text{OK!}$$

6.4.2. Diseño de las vigas de cimentación

En esta sección se presenta el diseño de las vigas exteriores e interiores de la losa de cimentación con las solicitaciones más críticas, utilizándose para las vigas dimensiones de $0,30 \times 0,90 \text{ m}$.

El diseño se basará en lo establecido para vigas rectangulares en la E.060 considerando un recubrimiento de 5 cm y un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Se considera además que la cuantía máxima a flexión no debe de ser mayor al 50% de la cuantía balanceada ($0,02125$ para un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$), por lo que la cuantía límite de acero será de $0,0106$.

Utilizando las tablas de “ku” y demás procedimiento empleado con anterioridad, se calculan las varillas de acero longitudinal para las vigas basados en los momentos últimos del análisis.

Mu (+) (ton.m)	Mu (-) (ton.m)	As min (cm ²)	As (+) (cm ²)	As (-) (cm ²)	Acero colocado (+)	Acero colocado (-)
23.52	21.77	6.09	7.68	7.09	2Ø3/4" + 1Ø5/8"	2Ø3/4" + 1Ø5/8"

DISEÑO POR CORTE

El diseño para cortante en las vigas de cimentación igualmente estará basado en el diseño para vigas rectangulares considerando refuerzo mínimo en las vigas bajo los muros de la edificación.

La resistencia del concreto a la cortante para elementos sujetos a corte y la resistencia que toma el acero será:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Por lo tanto, considerando los cortantes resultantes del análisis se tiene:

Vu (ton.)	Vu a "d" (ton.)	Vc (ton.)	Vs (ton.)	Vs ref. (ton.)	Espaciamiento
51.81	38.24	19.35	25.64	40.65	Ø3/8: 1 @ 0.05 m, 14 @ 0.125 m, rto. @ 0.25 m

Siendo el acero mínimo de estribaje a utilizar de Ø3/8" con un espaciamento de 40 cm para las vigas exteriores e interiores que se encuentren bajo los muros del sótano.

6.5. Diseño de elementos secundarios

6.5.1. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano son elementos verticales que son diseñados principalmente para soportar el empuje del suelo idealizándose con un apoyo fijo en cada losa de los sótanos.

Se diseñará considerando una presión horizontal dada por el suelo de manera distribuida creciente con un ancho efectivo de 1 m. La presión ejercida por el suelo asumida como triangular se tomará desde la superficie del suelo hasta el punto más profundo de la losa de cimentación.

Se realizará el cálculo tomando al muro como una viga empotrada en la losa de cimentación y apoyada en las losas del sótano, esto debido a que el espesor y superficie considerable que tiene la losa de cimentación brindaría restricción al giro en el muro de sótano.

Para el diseño se considerarán los siguientes datos:

Y: Peso unitario del suelo = 1,90 ton/m³.

Ko: Coeficiente de empuje para suelo en reposo = 0,55.

H: Altura enterrada del muro = 6,10 m.

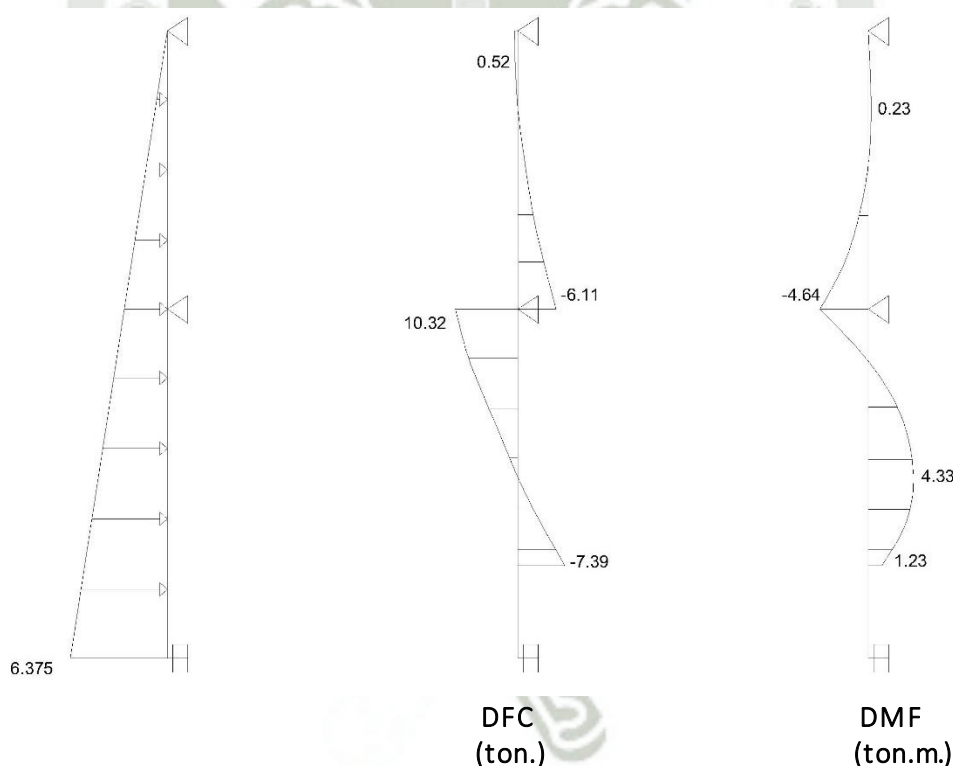
Para el cálculo se considera el coeficiente de empuje para suelo en reposo K_o debido al arriostramiento producido por las losas al medio y en la cabeza haciendo de diafragmas indeformables, además de una amplificación de 1,7 en la presión ejercida por el suelo como se indica en la norma técnica E.060.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se determina la presión en la base del muro "E" y se calculan los cortantes y momentos máximos:

$$E = \gamma \cdot K_o \cdot H = 6,375 \text{ ton/m}^2$$

E: Presión del suelo ejercida en la base del muro.



De lo mostrado se toma en cuenta los momentos flectores a partir de 90 cm (cara de la losa de cimentación) del apoyo empotrado y tomando el cortante máximo a una distancia "d" de 22 cm desde los apoyos.

Por lo tanto:

- Momento flector máximo: 4,64 ton.m.
- Cortante máxima: 9,16 ton.

El refuerzo mínimo de acero a tener en cuenta para muros es:

$$- \text{As mín. horiz.} = 0,0025. b. t$$

$$- \text{As mín horiz.} = 0,0025.100.25 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (doble capa)}$$

$$\text{Entonces:} \quad \emptyset 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$$

$$- \text{As mín. vert.} = 0,0025. b. t$$

$$- \text{As mín vert.} = 0,0025.100.25 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (doble capa)}$$

$$\text{Entonces:} \quad \emptyset 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$$

Para la distribución de acero vertical y horizontalmente de acuerdo al diagrama de momentos flectores y un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, se tiene:

Mu (ton.m)	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
4.64	9.59	0.00262	5.76	$\emptyset 1/2''$	20.00

Se utilizarán varillas de $\emptyset 1/2''$ con un espaciamiento entre ellas de 0,20 m por cada capa de refuerzo en los muros de sótano para el acero vertical, mientras que para el acero horizontal se empleará el refuerzo de $\emptyset 1/2''$ cada 0,20 m.

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño se tomó la fuerza cortante última a "d" de la cara de la losa sin tomar en cuenta la resistencia producida por el acero al no llevar estribos.

Basados en el diagrama de fuerzas cortantes del muro de sótano se tiene un cortante último V_u de 9,16 ton, por consiguiente, se verifica que este valor no exceda la resistencia al cortante que tiene la sección de concreto como sigue:

$$\phi v_c \geq V_u$$

$$\phi v_c = 0,85.0,53. \sqrt{210} . b. d. = 14,36 \text{ ton.}$$

Como se observa, el cortante último dado por la fuerza de empuje del suelo es inferior a la resistencia al corte por parte del concreto del muro.

6.5.2. Diseño de escaleras

Para el diseño de las escaleras se la considerará como una losa maciza de 18 cm de espesor realizando un análisis idealizándola como una viga simplemente apoyada con 1 m de ancho referencial.

Los tramos típicos de las escaleras de la edificación contienen 2 tramos de descansos de 90 cm y de 56 cm, a nivel de entrepiso y de planta respectivamente.

El tramo inclinado entre ambos descansos tiene una longitud horizontal de 2.25 m para el que se le considera una carga uniformemente distribuida como se indica a continuación:

Cargas:

- Piso terminado: $0,10 \text{ ton/m}^2$
- Sobrecarga: $0,20 \text{ ton/m}^2$
- Carga muerta de escalera: $0,63 \text{ ton/m}^2$

Carga distribuida última W_u : $1,4CM + 1,7CV$

$$W_u = 1,36 \text{ ton/m}^2$$

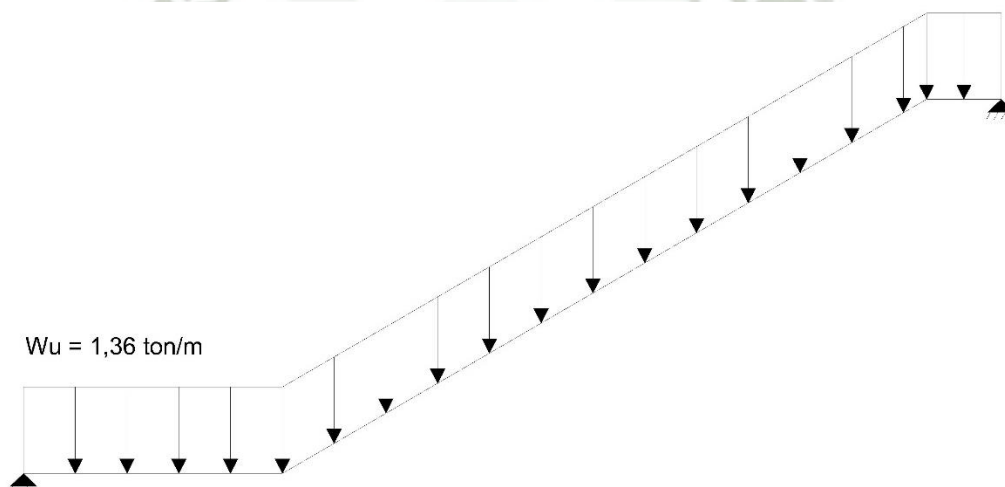


Figura 25. Distribución de cargas última en tramo de escalera.

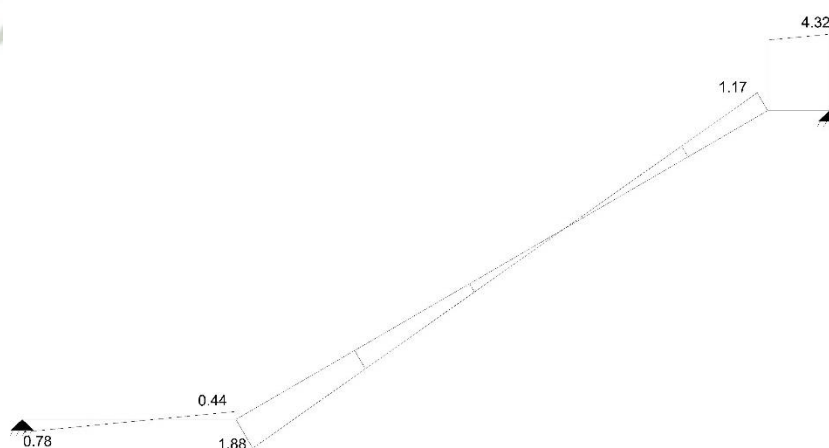
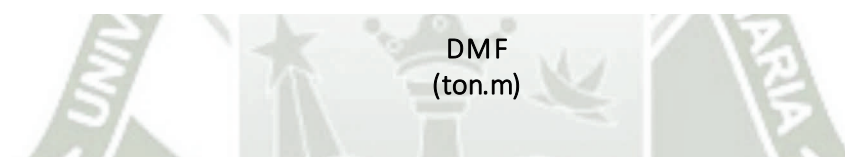
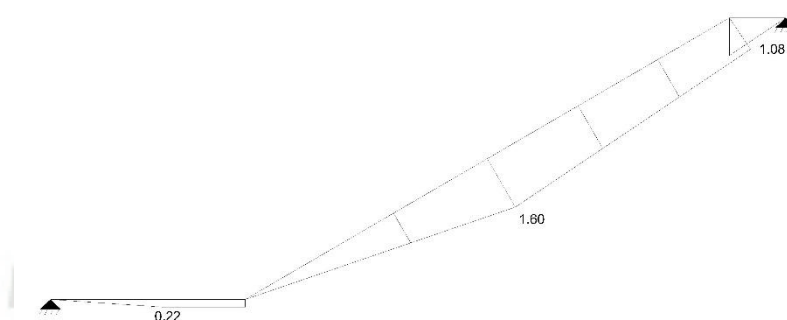
DISEÑO POR FLEXIÓN

Se considera de la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima para los refuerzos de acero de 0,0018, hallando primero la cantidad de acero necesaria de acuerdo a los resultados del análisis. El refuerzo mínimo de acero a tener en cuenta para escaleras es:

$$- As_{\min} = 0,0018. b. t$$

$$- As_{\min} = 0,0018.100.18 = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (doble capa)}$$

Entonces: $\emptyset 3/8'' @ 0,40 \text{ m}$



DFC
(ton.)

Del análisis se tienen los momentos flectores y fuerzas cortantes que existen en el tramo de escalera de la edificación.

- Momento flector máximo: 1,60 ton.m.
- Cortante máxima: 4,32 ton.

Para el acero longitudinal se consideró:

Mu (ton.m)	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
1,60	7.11	0.00192	2.89	Ø 3/8"	25.00

Por lo tanto, se tomará de acero de refuerzo en ambos sentidos varillas de Ø3/8" distribuidos a un espaciamiento de 25 cm.

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se considera únicamente el aporte de la resistencia a cortante del concreto, debido a que no lleva estribos para controlar el corte.

$$\phi v_c \geq V_u$$

$$\phi v_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d = 9,79 \text{ ton.}$$

Comparando la cortante máxima respecto a la resistencia por parte del concreto se concluye que el espesor escogido es adecuado para la escalera.

6.5.3. Diseño de cisterna y tanque elevado

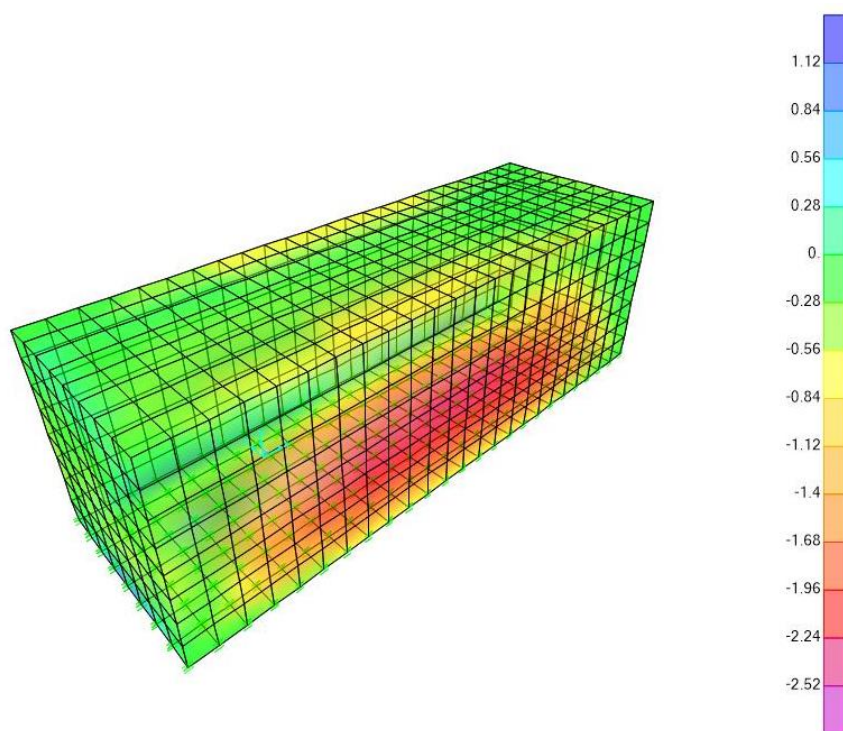
La cisterna y el tanque elevado están compuestos por muros de concreto con la finalidad de poder contener las presiones generadas por el agua en el interior, teniendo en cuenta el control de fisuraciones e impermeabilidad a la vez que presiones del suelo, como en el caso de la cisterna al estar enterrada.

En el diseño se toma en cuenta las peores condiciones, ya sea los empujes producidos por el suelo cuando la cisterna está vacía como también considerando el empuje del agua desde el interior junto al del terreno.

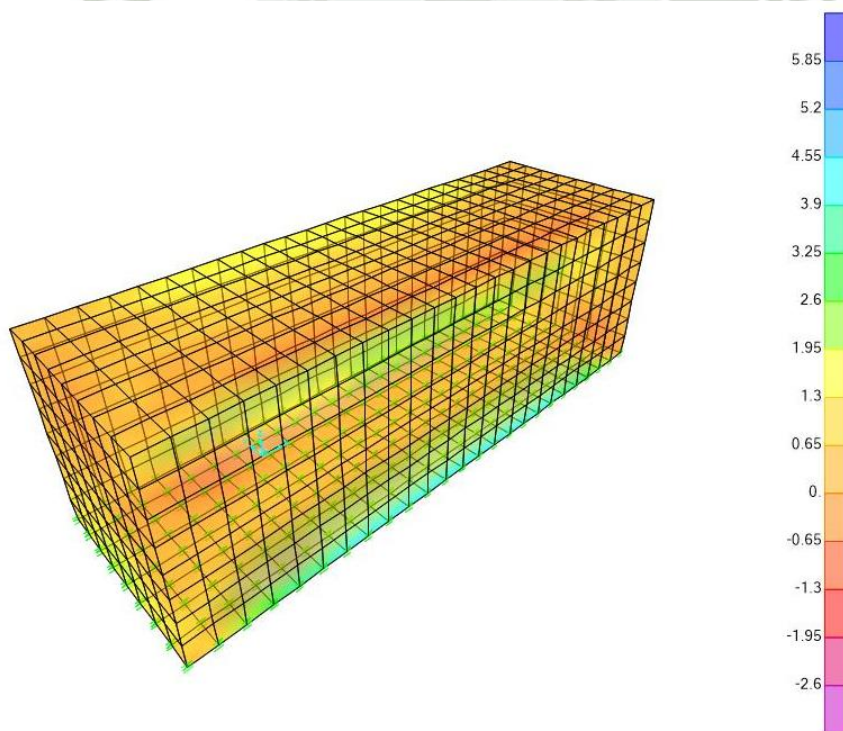
En el predimensionamiento se calculó el tirante del agua y demás dimensiones para la cisterna y el tanque elevado, por lo que para el diseño de ambos elementos se empleará el software SAP2000 v18.1.1. tomando los empujes con una distribución triangular, además de considerar la capacidad portante y datos utilizados previamente en el cálculo de cimentaciones y muros de sótano.

A continuación, se muestran los resultados del análisis más crítico para ambos elementos:

Cisterna:

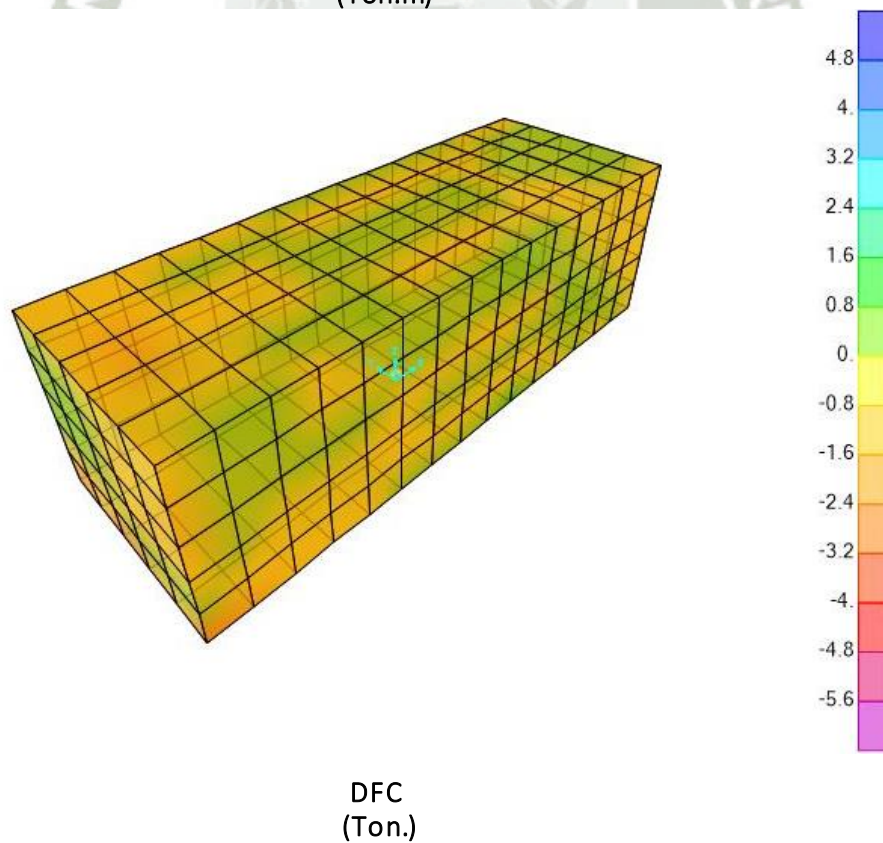
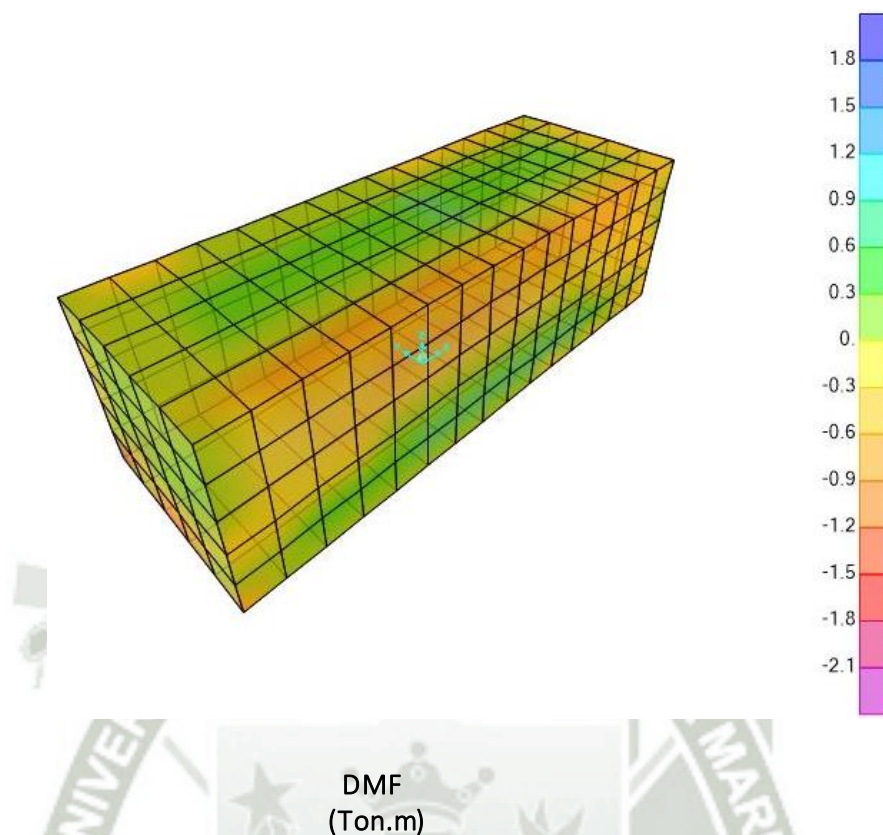


DMF
(Ton.m)



DFC
(Ton.)

Tanque elevado:



Se tiene que:

- El momento flector máximo en la cisterna es de 2.78 ton.m y en el tanque elevado es de 2.13 ton.m.
- La fuerza cortante máxima en la cisterna tiene un valor de 6.23 ton mientras que en el tanque elevado de 5.81 ton.
- Los momentos máximos en las tapas son de 1.46 ton.m para la cisterna y de 0.61 ton.m en el tanque elevado.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Se calcula primero el acero mínimo de los muros y la base con una cuantía de 0,0025, la tapa se calculará con una cuantía mínima de 0,0018 considerándola como una losa maciza.

Para la cisterna y el tanque elevado se están tomando un espesor de 0.20 m, para los muros y para la tapa, un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y doble capa de refuerzo tomando un ancho referencial de 1 m.

$$- \text{As mín muros} = 0,0025. \text{b.t}$$

$$- \text{As mín} = 0,0025.100.20 = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (doble capa)}$$

$$\text{Entonces: } \phi 3/8'' @ 0,25 \text{ m}$$

$$- \text{As mín tapa} = 0,0018. \text{b.t}$$

$$- \text{As mín} = 0,0018.100.20 = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (doble capa)}$$

$$\text{Entonces: } \phi 3/8'' @ 0,30 \text{ m}$$

Por lo que calculando en base a los momentos obtenidos se tiene:

Cisterna:

Elemento	Mu (ton.m)	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
Muros	2.78	9.62	0.00263	4.46	$\phi 1/2''$	25.00
Tapa	1.46	5.05	0.00136	2.31	$\phi 3/8''$	25.00

Tanque elevado:

Elemento	Mu (ton.m)	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
Muros	2.13	7.37	0.00200	3.39	$\phi 3/8''$	20.00
Tapa	0.61	2.11	0.00056	0.96	$\phi 3/8''$	30.00

Se utilizarán las varillas de acero calculadas junto a su espaciamiento para el acero en ambos sentidos.

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se verificará que el espesor de 20 cm del ancho del muro y de la tapa de ambos elementos cumpla con la necesaria resistencia a cortante del concreto.

$$\phi v_c \geq V_u$$

$$\phi v_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d = 11,10 \text{ ton.}$$

Este valor de resistencia a cortante es mayor que la necesaria para la cortante hallada en el análisis, por lo que se mantendrá el espesor de 20 cm en ambos elementos.

6.5.4. Losa de Aislación

La losa de aislación será la encargada de distribuir las fuerzas sobre el sistema de aisladores y así obtener desplazamientos uniformes en el plano de aislación mediante la unión de los nudos que soportan la superestructura.

Se empleará un $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ para la losa de aislación, los datos de concreto que soportan el sistema y las vigas que intersectan en estas.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se consideró una cuantía mínima de 0.0018 como requisito de contracción y temperatura en ambas direcciones de la losa, y un diseño por metro lineal para cada paño asumiendo un recubrimiento de 3 cm.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 17 = 3,06 \text{ cm}^2$$

→ El acero de sección mínima será de $1,53 \text{ cm}^2$ para una sola capa.

El acero de refuerzo mínimo sería con varillas de $1\emptyset 3/8''$ a una separación de 40 cm como acero corrido en ambos sentidos por capa de refuerzo.

Ahora se muestran los momentos flectores a considerar de la losa y los cálculos:

Área de sección de acero y espaciamiento en X-X:

Dirección	Mu	ku	ρ	As (cm ² /m)	As (cm ²)	S (cm.)
X-X (+)	7.69	19.23	0.00543	10.87	1.99	20.00
X-X (-)	4.76	11.90	0.00327	6.55	1.27	20.00
Y-Y (+)	8.56	21.40	0.00610	12.20	2.54	20.82
Y-Y (-)	4.99	12.48	0.00344	6.88	1.27	20.00

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte se verificará para una sección de 1 m de ancho, en la que se comprueba que la losa de aislación sea capaz de resistir las fuerzas cortantes máximas actuantes en las zonas críticas de la losa, en este caso tomando en cuenta sólo el aporte de la resistencia a corte del concreto.

Para una losa de 20 cm de espesor el valor de la resistencia a cortante por parte del concreto es:

Datos		
ϕ	0,85	
b	100	cm
d	17	cm
$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{350} \cdot b \cdot d$	16,86	ton
ϕV_c	14,33	ton

Se sabe del análisis que las fuerzas cortantes últimas de mayor valor presente en la losa de aislación son de 8.89 ton, por lo que el valor de espesor de la losa es correcto.

DADOS DE CONCRETO

Los dados son piezas de concreto armado que actúan como refuerzo de los nudos y uniones, transmitiendo y repartiendo las cargas hacia las vigas y columnas de la subestructura, sirviendo a su vez como soporte del sistema de aislación y confinamiento de los anclajes de los dispositivos de aislación.

El peralte a tomar en cuenta será similar al de las vigas que une, siendo un concreto de $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ al igual que los demás elementos de la subestructura.

Se colocarán dados de concreto de secciones $1.40 \times 1.40 \times 0.70$ en el centroide de la base de las columnas, siendo estas excéntricas para la mayoría de casos respecto de las vigas con las que interseca.

Estos dados llevarán una armadura horizontal y vertical dispuestas en retícula para las caras del dado, extendidas a lo largo del mismo, consistiendo las verticales en cercos cerrados que atan a las horizontales para ambas direcciones.

Se dispone además de estribos colocados al mismo espaciamiento de las columnas para la zona de confinamiento, siendo así empleados estribos de $\emptyset 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$.

La cuantía geométrica a emplear en estas armaduras será del 0.5 %, cuantía aplicada al área de la sección perpendicular a su dirección. Por lo tanto, se utilizarán varillas de acero de $\emptyset 5/8'' @ 0.10 \text{ m}$ dispuestos a lo largo de las secciones del dado.

6.5.5. Diseño de muros no estructurales

Para el diseño de la tabiquería se tomará en cuenta el capítulo 6 de la norma E.030 y el capítulo 9 de la E.070, empleándose ladrillo de arcilla cocida tipo IV para la división de los ambientes.

Se diseñará los muros comprobándose que el esfuerzo admisible en tracción por flexión “ f'_t ” sea menor a 1.5 kgf/cm² para albañilería simple, siendo los arriostres diseñados para soportar una fuerza sísmica “ w ” por unidad de área actuante contra el plano del muro como se indica:

$$w = \frac{F}{l.h} \quad ; \quad f_m = \frac{6.M_s}{t^2} \quad ; \quad M_s = m.w.a^2$$

- l : Longitud de muro (m.)
 h : Altura de muro (m.)
 t : Espesor de muro (m.)
 f_m : Esfuerzo normal por el momento flector M_s (kgf/m²)
 M_s : Momento flector actuante por unidad de longitud (kgf.m/m)
 m : Coeficiente de momento indicado en tabla.
 a : Dimensión crítica del paño de albañilería (m.)

TABLA 12									
VALORES DEL COEFICIENTE DE									
MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»									
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Menor dimensión									
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Longitud del borde libre									
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a = Altura del muro									
m =	0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO									
a = Altura del muro									
m =	0,5								

Los elementos no estructurales deberán resistir una fuerza sísmica horizontal “ F ”, asociada con su peso “ P_e ” como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_1}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

- a_1 : Aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está anclado al sistema estructural.
 C_1 : Factor de amplificación (E.030)

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

La aceleración a_1 se tomará del análisis dinámico de la estructura, empleándose para la comprobación de diseño al muro con las condiciones más críticas ($C_1 = 3$).

Para la verificación por esfuerzos admisibles se multiplicará la fuerza obtenida del análisis sísmico por 0,8. Adicionalmente se tomará una fuerza horizontal mínima para todos los niveles de:

$$F_{min} = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES

Tomando en cuenta que el espesor del muro " t " es de 0.13m, que el muro en condiciones más críticas es de 2.95 x 2.40m, que el peso específico del muro es de 1800 kgf/m³, que se emplearan 4 arriostres para cada muro y que las aceleraciones máximas en la edificación es de 1.292 y 1.305 m/s² para las direcciones X y Y, se tiene:

$$- F = 0,8 \cdot \frac{a_1}{g} \cdot C_1 \cdot P_e = 0,8 \cdot \frac{1,305}{9,81} \cdot 3 \cdot 1,8 \cdot 0,13 \cdot 2,95 \cdot 2,4 = 0,529 \text{ ton.}$$

$$- F_{min} = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e = 0,333 \text{ ton}$$

$$- w = \frac{F}{l \cdot h} = \frac{529 \text{ kgf}}{2,95 \cdot 2,4} = 74,7 \text{ kgf/m}^2$$

$$- M_s = m \cdot w \cdot a^2 = 0,0659 \cdot 74,7 \cdot 2,4^2 = 28,35 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{entonces: } f_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2} = \frac{6 \cdot 28,35}{(13 \text{ cm})^2} = 1,01 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1,01 < 1,50 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots \text{OK!}$$

El esfuerzo normal máximo es menor al esfuerzo admisible en tracción por flexión del muro.

COMPROBACION DE CORTANTE

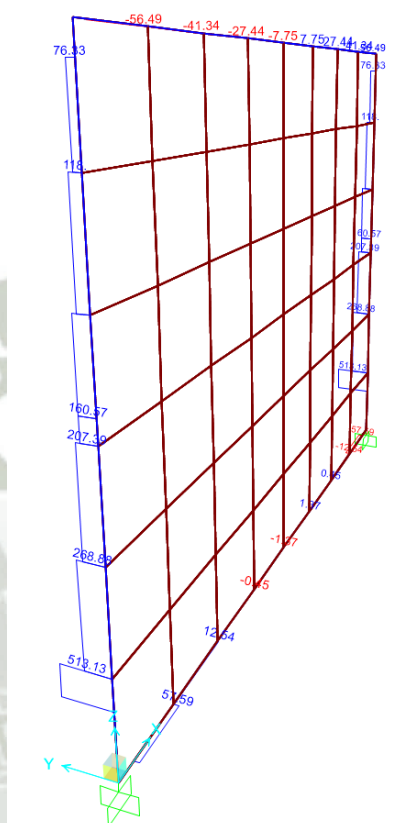
El cortante deberá ser menor a $V_m = 0,8 \text{ kgf/cm}^2$ (para albañilería industrial), siendo la cortante igual a:

$$- V_{actuante} = \frac{1,5 \cdot F}{L \cdot t} = \frac{1,5 \cdot 529 \text{ kgf}}{295 \text{ cm} \cdot 13 \text{ cm}} = 0,207 \text{ kgf/cm}^2$$

$$0,207 < 0,8 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots \text{OK!}$$

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES

Se realiza un análisis en SAP2000 para simular las condiciones del muro de tabiquería, utilizándose las fuerzas halladas anteriormente para ambas direcciones junto a las condiciones de confinamiento adecuadas. Se empleará un f'_c de 175 kgf/cm² para las columnetas y las vigas soleras, teniendo las columnetas secciones de 0,20 x 0,15 m y las vigas soleras un peralte de 0,20 m.



Del análisis se tiene cortantes máximas en las columnetas de 513.13 kgf y momentos flectores de 489.06 kgf.m, contando las vigas soleras con cortantes de 56.49 kgf y momentos de 52.97 kgf.m.

Todos estos valores son muy bajos, por lo que se aplicará distribuciones de acero mínimos:

Columnetas:	Acero longitudinal:	4Ø1/2"
	Estribaje:	Ø1/4": 1 @ 0.05 m, 4 @ 0.10 m, rto. @ 0.25 m
Viga solera:	Acero longitudinal:	4Ø3/8"
	Estribaje:	Ø1/4": 1 @ 0.05 m, 4 @ 0.10 m, rto. @ 0.25 m

CONCLUSIONES

- El empleo de aisladores sísmicos HDR para esta edificación multifamiliar se realizó teniendo en cuenta una aceleración del terreno de 0.57 g con una probabilidad del 1% de riesgo de colapso de la estructura en 50 años, resultando favorable para la edificación a pesar de contar con irregularidad estructural y ser de mediana altura.
- El periodo de la superestructura se mantuvo en 2.25 s, contando con desplazamientos máximos totales de 0.130 m para la dirección Y.
- La estructura contaría con 38 aisladores HDR de 0.45m, 0.50m y de 0.55m de diámetro distribuidos de manera que el centro de rigidez del sistema de aislación esté cercano al centro de masa de la primera planta.
- Los valores de los factores de amortiguamiento B_D y B_M para un ámbito nacional son de 1.5, tendiendo a ser el promedio entre las dadas por ASCE 7-10 y la NCh 2745.
- La relación M_M entre la aceleración para un nivel de diseño y la aceleración para un nivel de sismo máximo considerado MCE_R , es de 1,625.
- Las cortantes basales halladas por los análisis dinámicos resultaron mayores a las cortantes mínimas, por lo que el escalamiento de los espectros no fue necesario.
- Los efectos P-delta no se consideraron para la superestructura, esto debido a que cuenta con derivas por debajo de 0.004, por lo que solamente se consideraron para la subestructura.
- Se escogió al sistema HDR como el que mejor se adecúa a la edificación, debido a que presenta menores derivas como también menores fuerzas existentes en cada dirección por planta, a pesar de tomar una mayor cortante basal respecto del sistema LRB.
- Se emplearon cuantías de acero longitudinal cercanas al mínimo (1%) para las columnas de la estructura, esto por los bajos momentos actuantes en la superestructura.
- Las aceleraciones máximas en la superestructura en ambas direcciones son de 1.292 m/s² y 1.305 m/s² para las direcciones X y Y respectivamente, valores muy bajos debidos al empleo de un sistema de aislación.
- El acero transversal y longitudinal para los arriostramientos de los muros de tabiquería se consideraron mínimos debido a las bajas solicitaciones de carga.
- No se realizó una verificación por irregularidad torsional en la superestructura por no exceder el 50% del desplazamiento máximo relativo (0,035) y la proximidad entre el centro de rigidez y de masa (excentricidad de 0,1-0,2%), contando la estructura únicamente con discontinuidad del diafragma.
- Se modificó la losa de la primera planta para acondicionarla al sistema de aislación, contando con 3 aisladores sísmicos por encima del nivel de la losa de aislación.

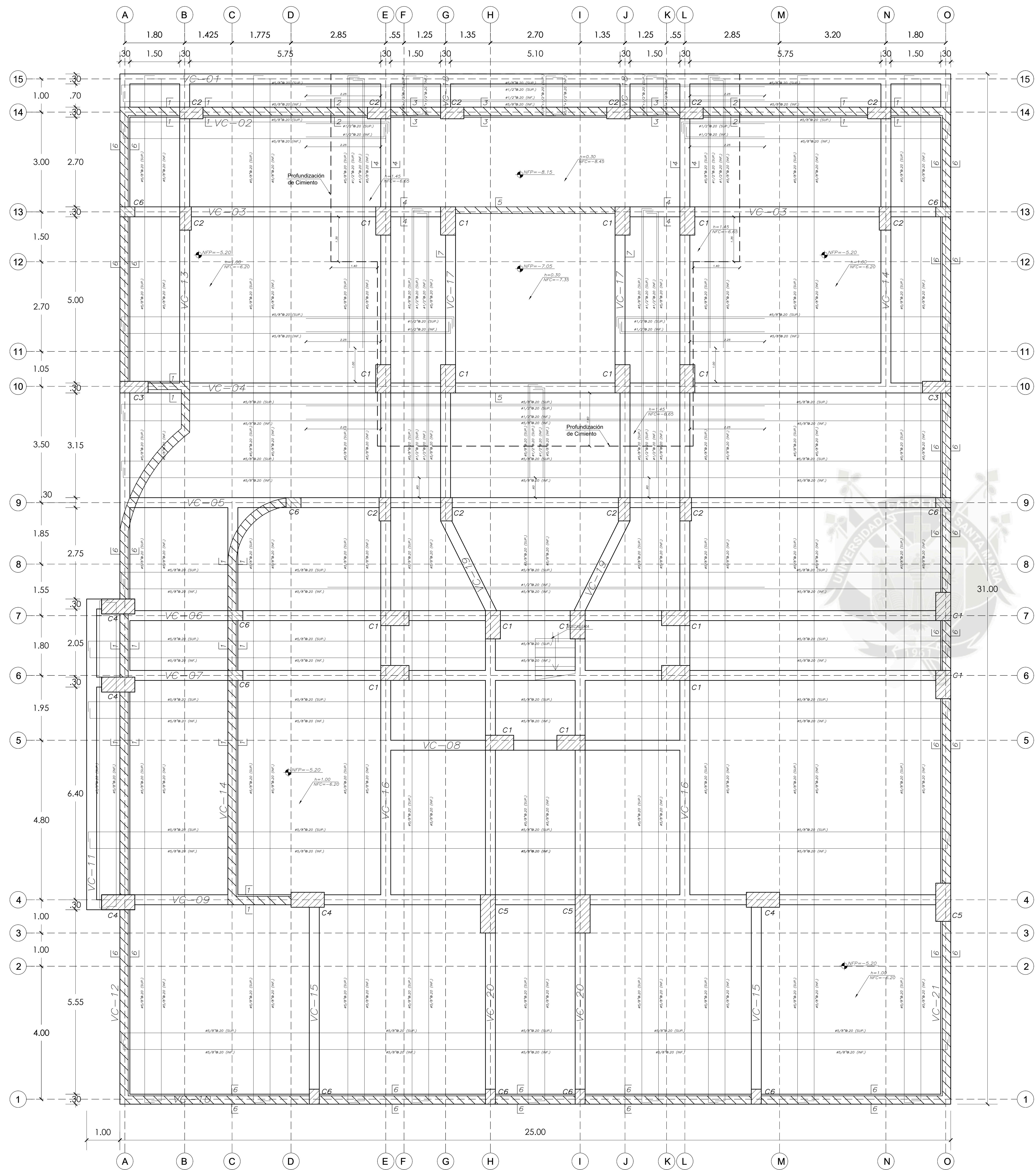
RECOMENDACIONES

- La utilización de aisladores para el caso de esta edificación tuvo limitaciones en cuanto al diseño del sistema debido a factores como el desplazamiento total máximo, el peso de la superestructura y características del aislador ya definidas por el fabricante (para los aisladores HDR), por lo que la utilización de sistemas de aislación para edificaciones más altas o con periodo natural alto no será efectivo.
- De emplearse sistemas de aislación, debe de procurarse cambiar la arquitectura del edificio a una que permita una estructuración lo suficientemente regular, puesto que con el aumento de la irregularidad disminuye la noción de la respuesta real del edificio, y por ende la demanda de los elementos estructurales.
- Para el proyecto actual se realizó una comparación entre aisladores elastoméricos HDR y LRB, escogiéndose el sistema con mejor comportamiento, por lo que es recomendable realizar comparaciones adicionales con aisladores de péndulo de fricción FPS, disipadores sísmicos o incluso una combinación de estos para determinar una mejor alternativa.
- El sistema estructural aporticado funciona bien para edificaciones aisladas puesto que no serán necesarios los muros de corte para rigidizar la estructura, por lo que siendo un sistema con aislamiento se podrá ampliar significativamente las luces entre vigas ampliando la sección de los elementos estructurales, además de eliminar columnas innecesarias junto con lo que serían los aisladores en su base minimizando aún más los costos.
- EL proyecto se llevó a cabo empleando coeficientes y variables basados en un proyecto de tesis de maestría que adecúan el diseño del sistema de aislación para un uso nacional, por lo tanto, a falta de una normativa peruana se recomienda el aprovechamiento de trabajos de investigación similares o normativas que puedan ser de utilidad, siendo en el mejor de los casos llevar a cabo un estudio de riesgo sísmico local detallado.

BIBLIOGRAFIA

- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 “CARGAS”. (2006). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- NORMA E.060 “CONCRETO ARMADO” (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- NORMA IS.010 “INSTALACIONES SANITARIAS PARA EDIFICACIONES” (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- HARMSSEN, Teodoro. (2002). *“Diseño de Estructuras de Concreto Armado”*. (3era Ed.)
- MENDO RODRIGUEZ, Arnold. *“Bases Peruanas para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”*. Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil. (2015). Lima, Perú.
- BLANCO BLASCO, Antonio. (1997). *“Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”*. (2da Ed.) Colegio de Ingenieros del Perú.
- NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” (2014). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- R. PARK y T. PAULAY. (1998). *“Estructuras de Concreto Reforzado”*. México, D.F.
- MAYES, Ronald L. y NAEIM Farzad. *“Design of Structures with Seismic Isolation”*. Los Angeles, California.
- M. BOTIS y C. HARBIC. (2012). *“A Brief History Upon Seismic Isolating Systems”*.
- NAEIM Farzad y KELLY James. (1999). *“Design of Seismic Isolated Structures-From Theory to Practice”*.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*. Reston, Virginia.
- UNIFORM BUILDING CODE UBC – 97. *STRUCTURAL DESIGN REQUIREMENTS*.
- NORMA TÉCNICA CHILENA NCH-2745:2003-2013. Instituto Nacional de Normalización INN.
- NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures FEMA P-750. (2009).
- ORTEGA GARCÍA, Juan. (1993). *“Concreto Armado I”*. (4ta Ed.). Lima, Perú.
- NORMA E.070 “ALBAÑILERIA” (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.





CIMENTACION

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO

CONCRETO $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (Columnas, Vigas y Losa de Aislación - Sótanos y 1ª Planta)
 $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ (Columnas y Vigas - 2ª a 5ª Planta)
 $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ (Columnas y Vigas - 6ª a 10ª Planta, Losas y demás elementos de la estructura)

ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
 SUELO $wt = 2.50 \text{ kgf/cm}^2$

CONCRETO SIMPLE

SOLADO DE LIMPIEZA MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:4

TABQUERIA

ALBAÑILERIA $f'm : 65 \text{ kgf/cm}^2$
 UNIDADES DE ALBAÑILERIA LADRILLOS DE ARCILLA COCIDA TIPO IV INDUSTRIAL (Vacíos: 25% max)
 RESISTENCIA MINIMA A COMPRESION: 130 kgf/cm^2

RECUBRIMIENTOS

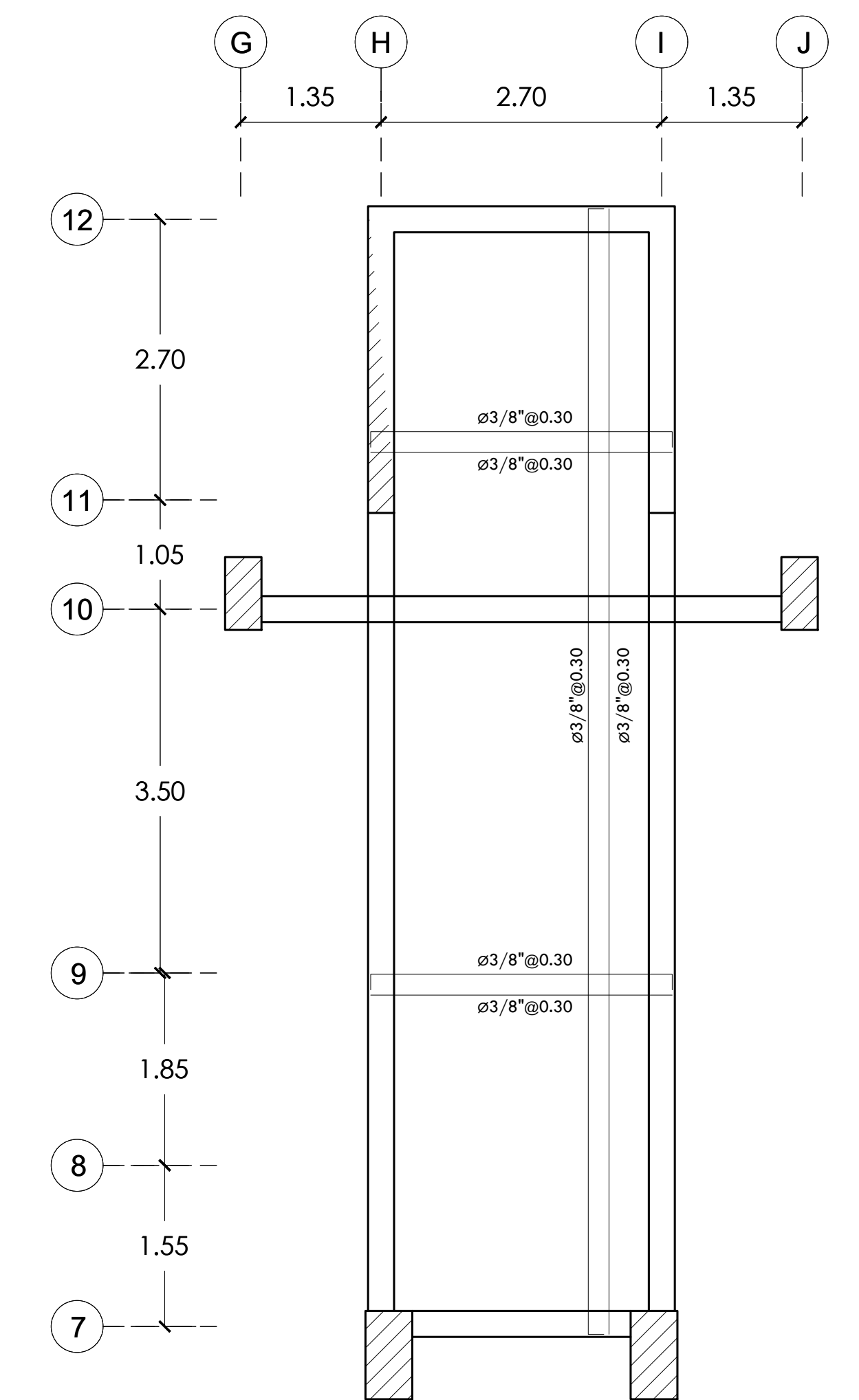
LOSA DE CIMENTACIÓN 7.0 cm
 VIGAS DE CIMENTACIÓN 4.0 cm
 LOSAS MACIZAS, ALIGERADOS, ESCALERAS Y VIGAS CHATAS 2.0 cm
 COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS 4.0 cm
 MURO DE CISTERNA Y TANQUE ELEV. CARA EN CONTACTO CON AGUA 5cm
 CARA SECA 4cm

SOBRECARGAS

CUARTOS EN PLANTA TÍPICA 200 kgf/m²
 CORREDORES Y ESCALERAS 200 kgf/m²
 AREA DE ESTACIONAMIENTOS 250 kgf/m²

NORMAS DE DISEÑO

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
 E.020 NORMA DE CARGAS
 E.030 NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
 E.050 NORMA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
 E.060 NORMA DE CONCRETO ARMADO
 E.070 NORMA DE ALBAÑILERIA



TECHO CUARTO DE MÁQUINAS
 N.F.P. = 29.90
 $h=20 \text{ cm}$, $S/C=100 \text{ kgf/m}^2$

PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:

X-X: Aporticado con aislación basal
 Y-Y: Aporticado con aislación basal

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:

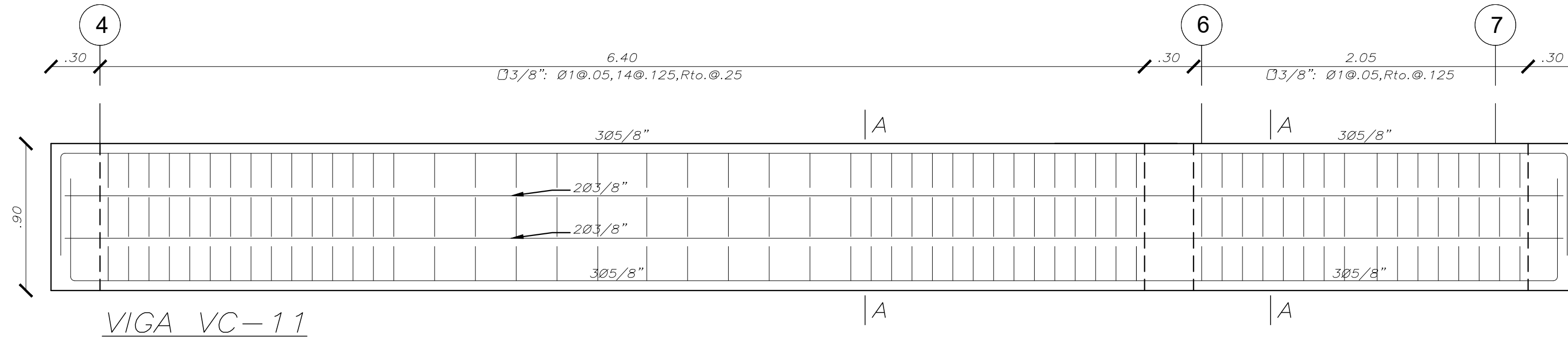
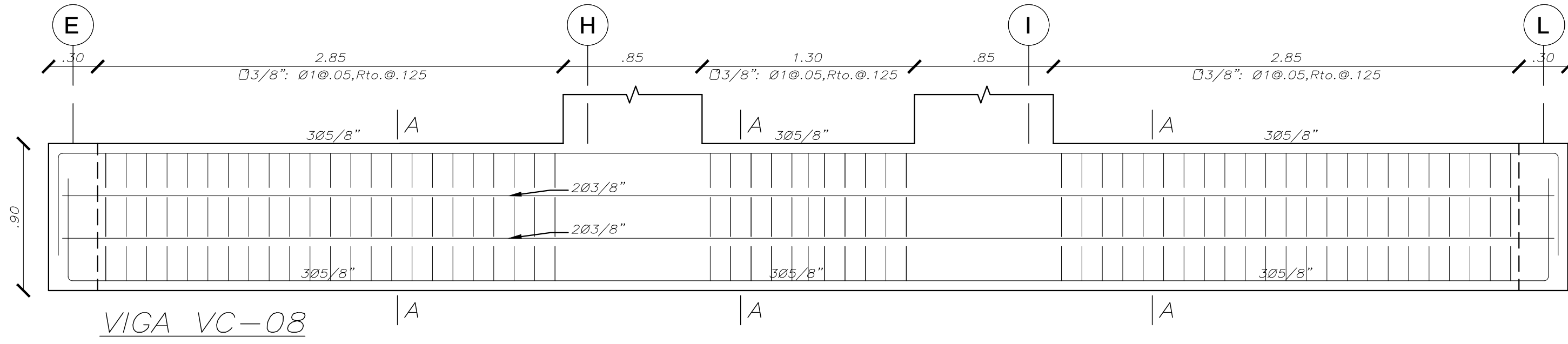
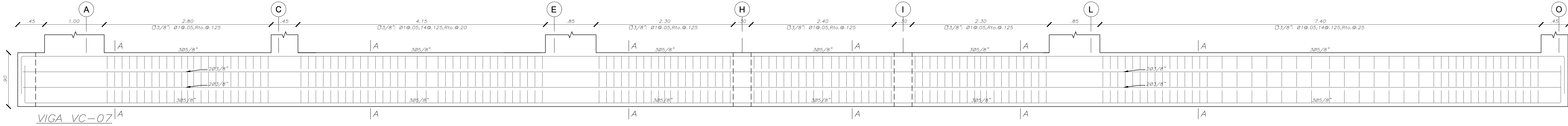
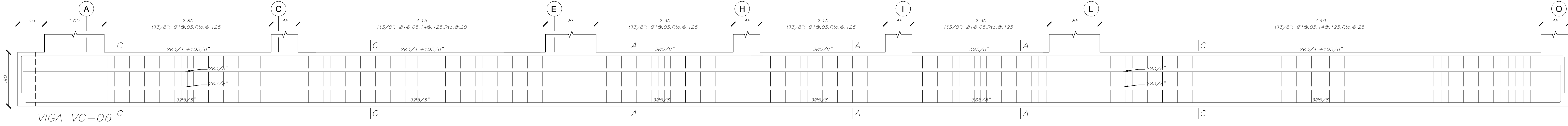
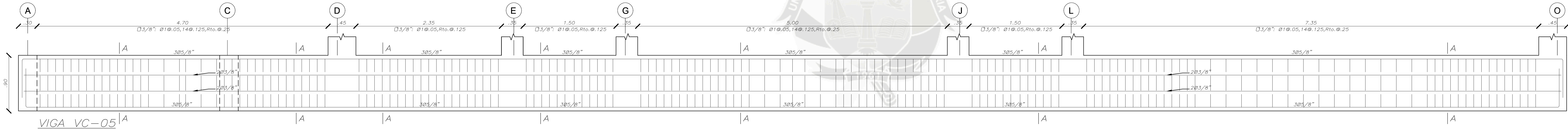
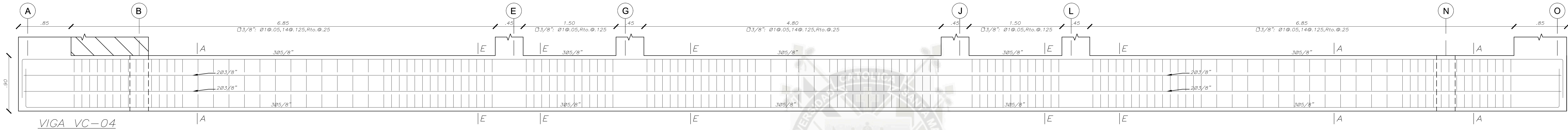
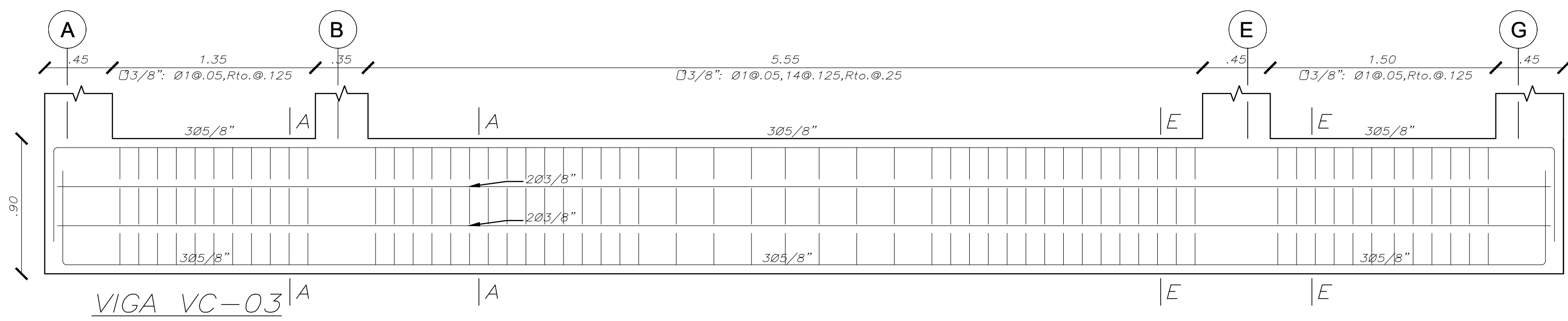
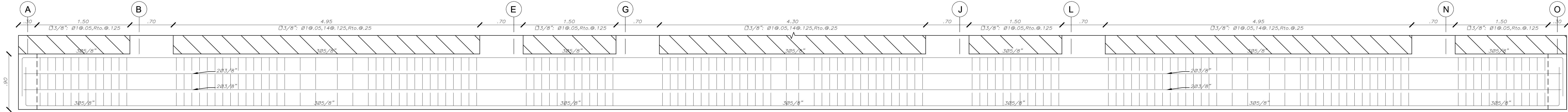
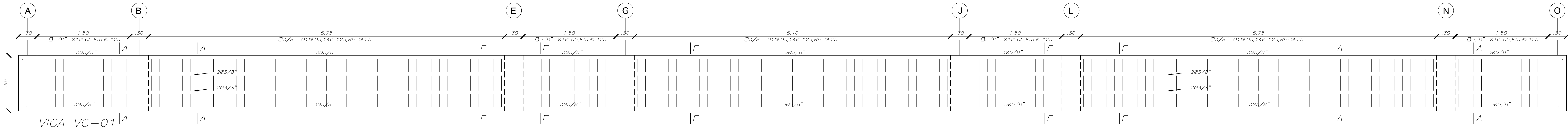
-FACTOR DE ZONA (ZONA 3) : $Z=0.35$
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S2) : $S=1.15$ $T_p=0.60s$
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) : $U=1.0$
 -FACTOR DE REDUCCIÓN : $R_x=2$ $R_y=2$
 -COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SÍSMICA : $C_x=2.50$ $C_y=2.50$

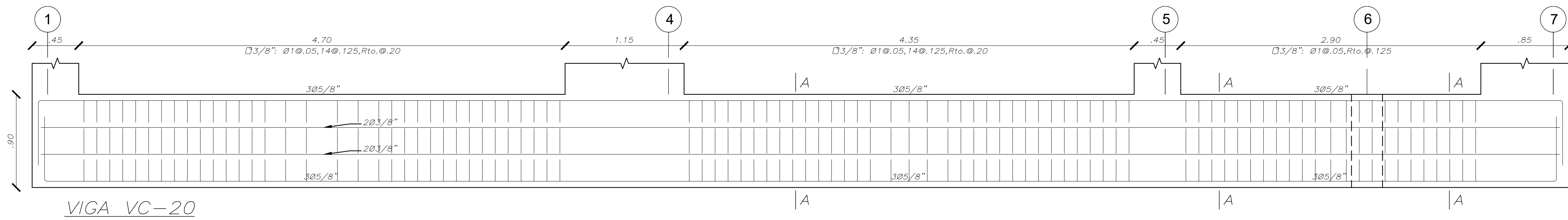
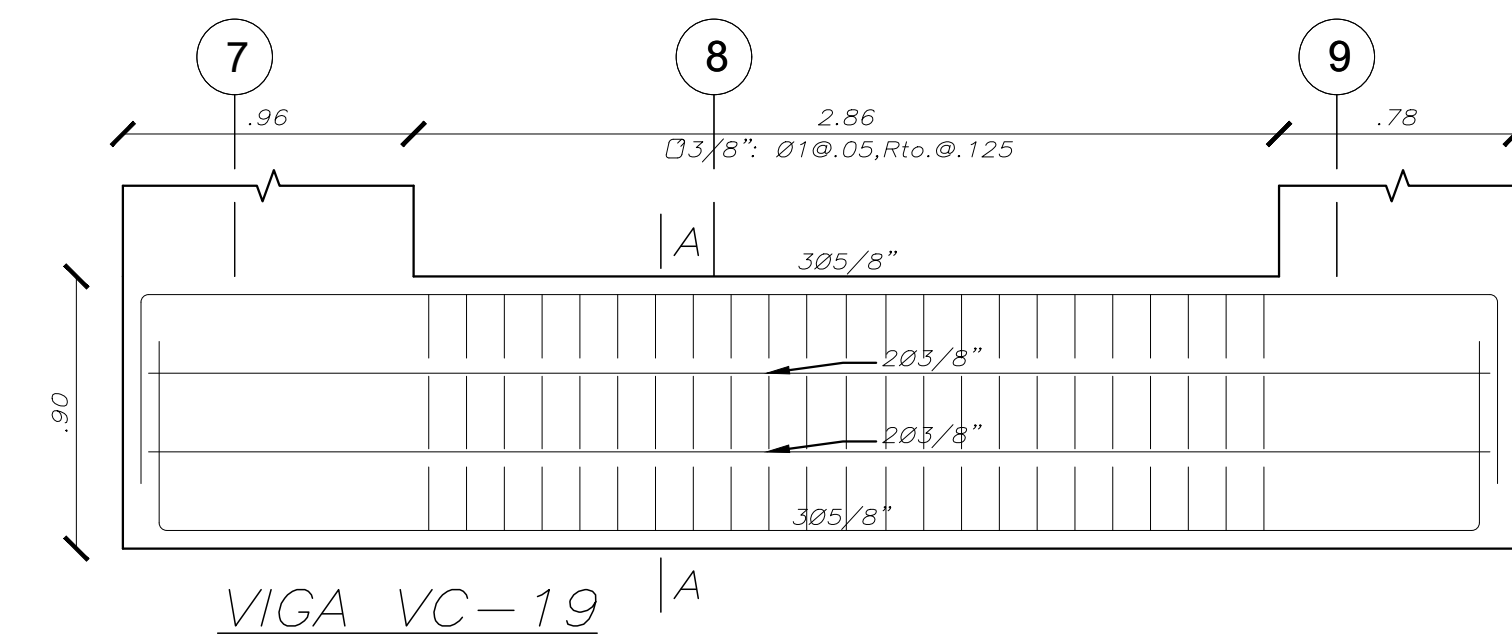
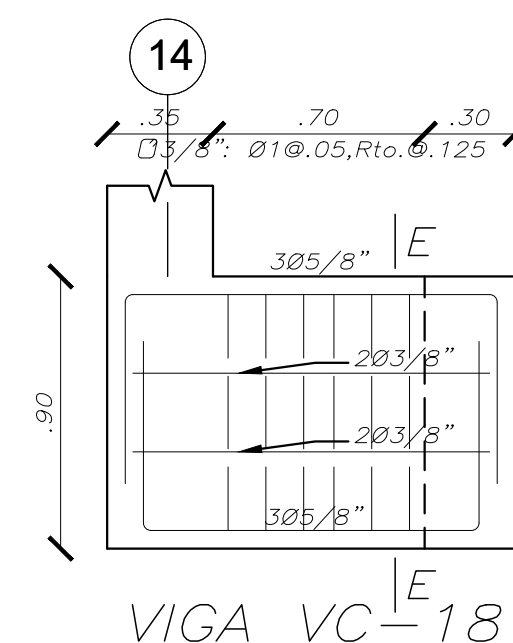
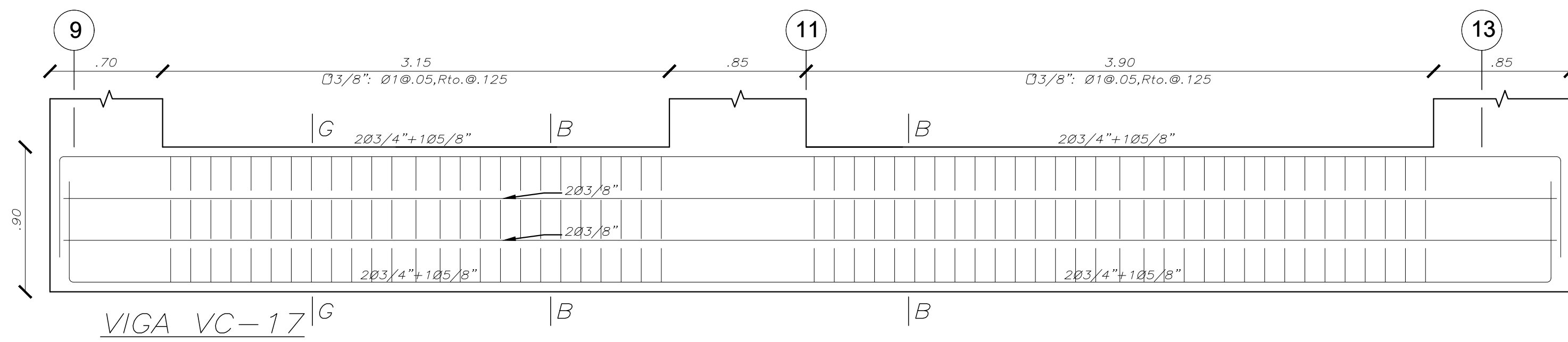
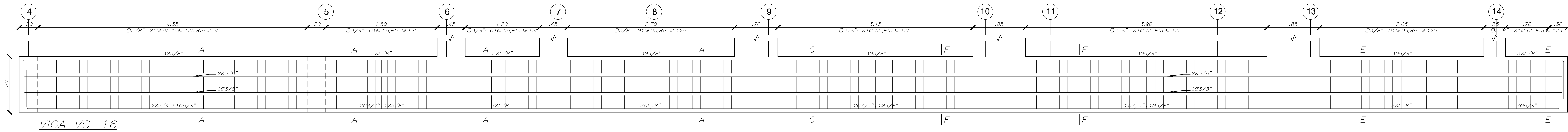
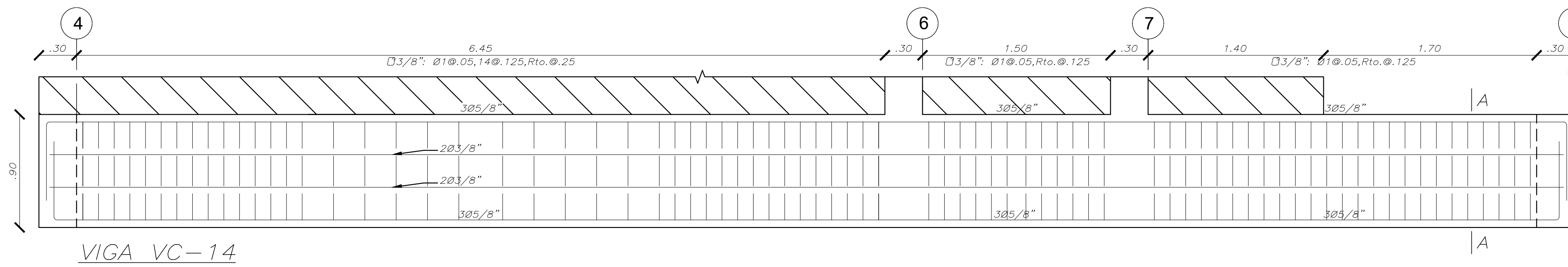
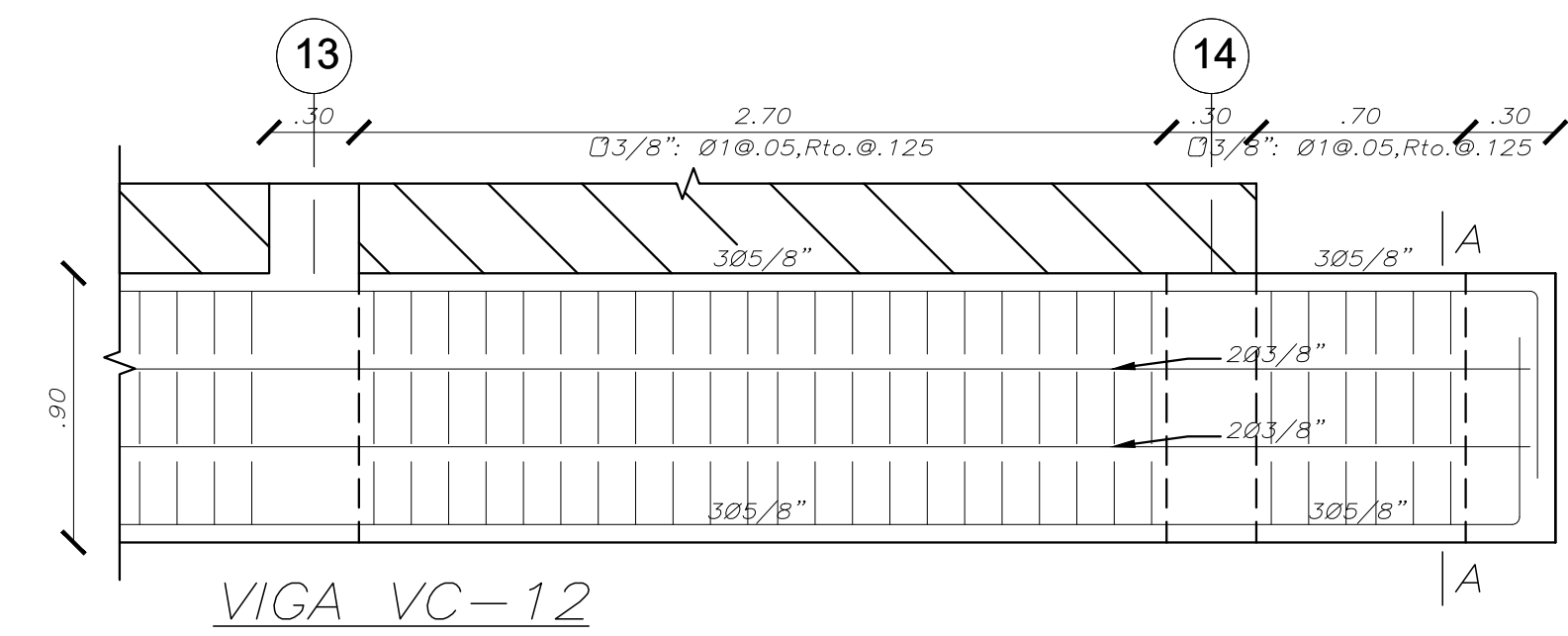
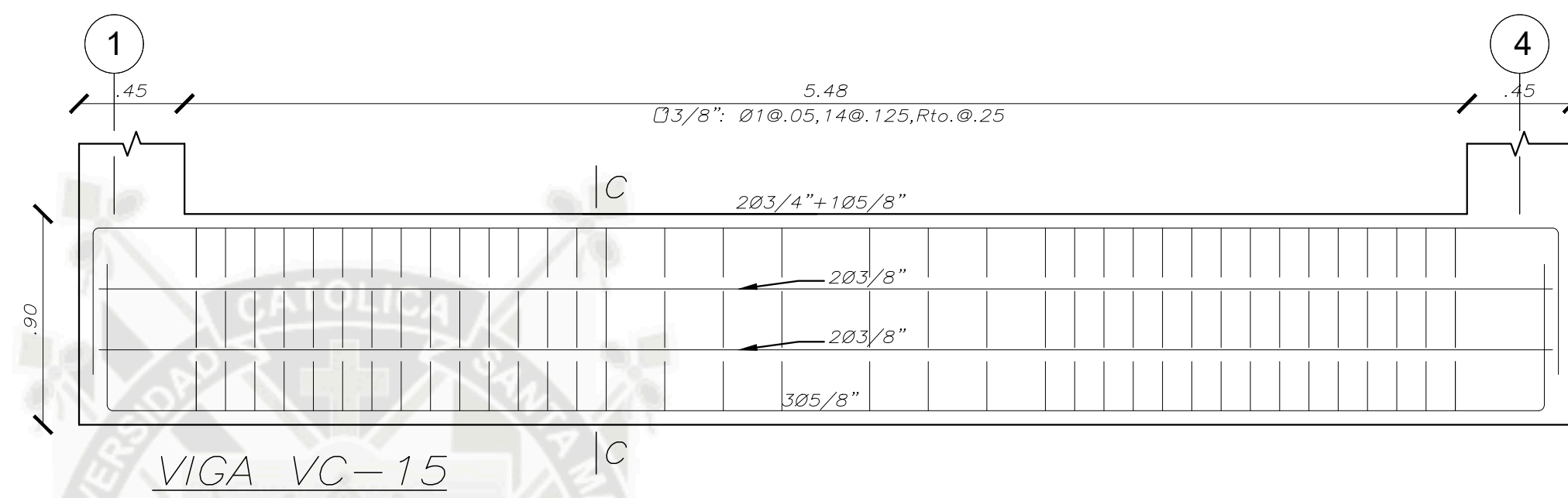
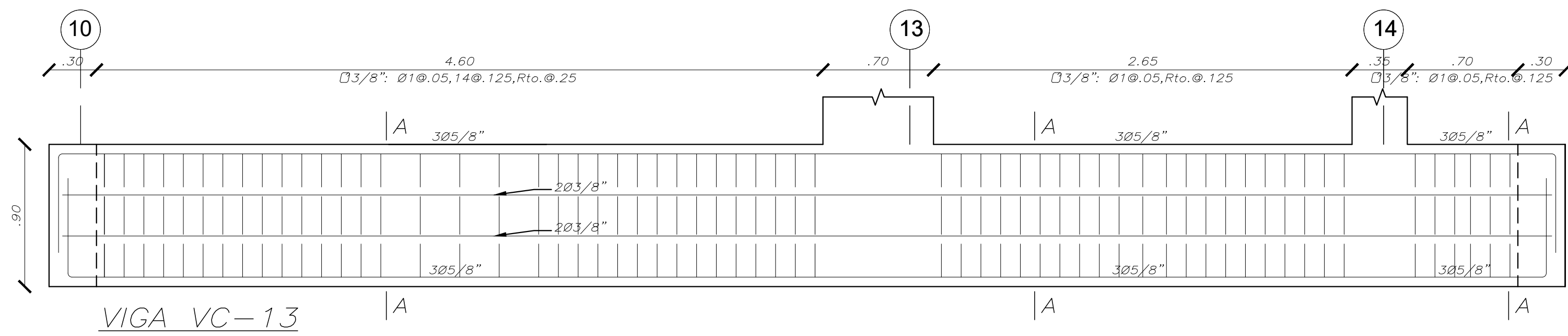
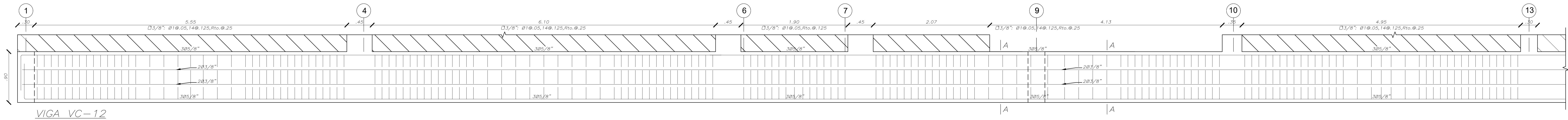
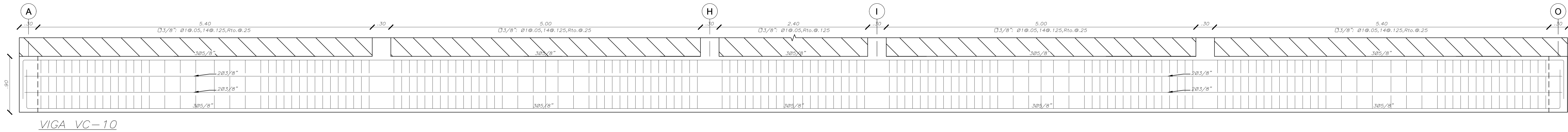
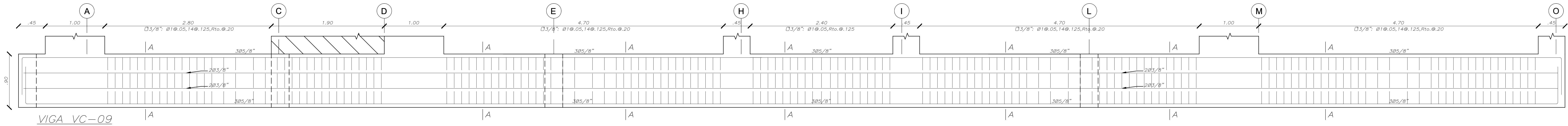
c) MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS

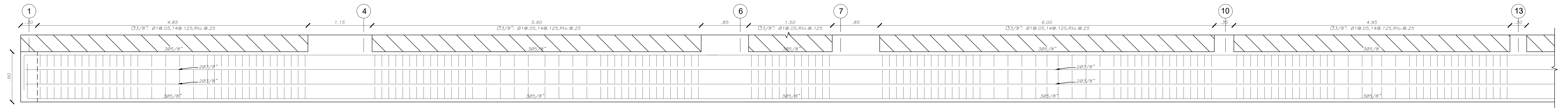
DIRECCIÓN X-X
 DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 13.1 cm
 $\Delta_{max} = 0.57 \text{ cm}$
 $\Delta_{/he} = 0.00191 < 0.02$
 DIRECCIÓN Y-Y
 DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 10.4 cm.
 $\Delta_{max} = 0.54 \text{ cm}$
 $\Delta_{/he} = 0.00181 < 0.02$

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

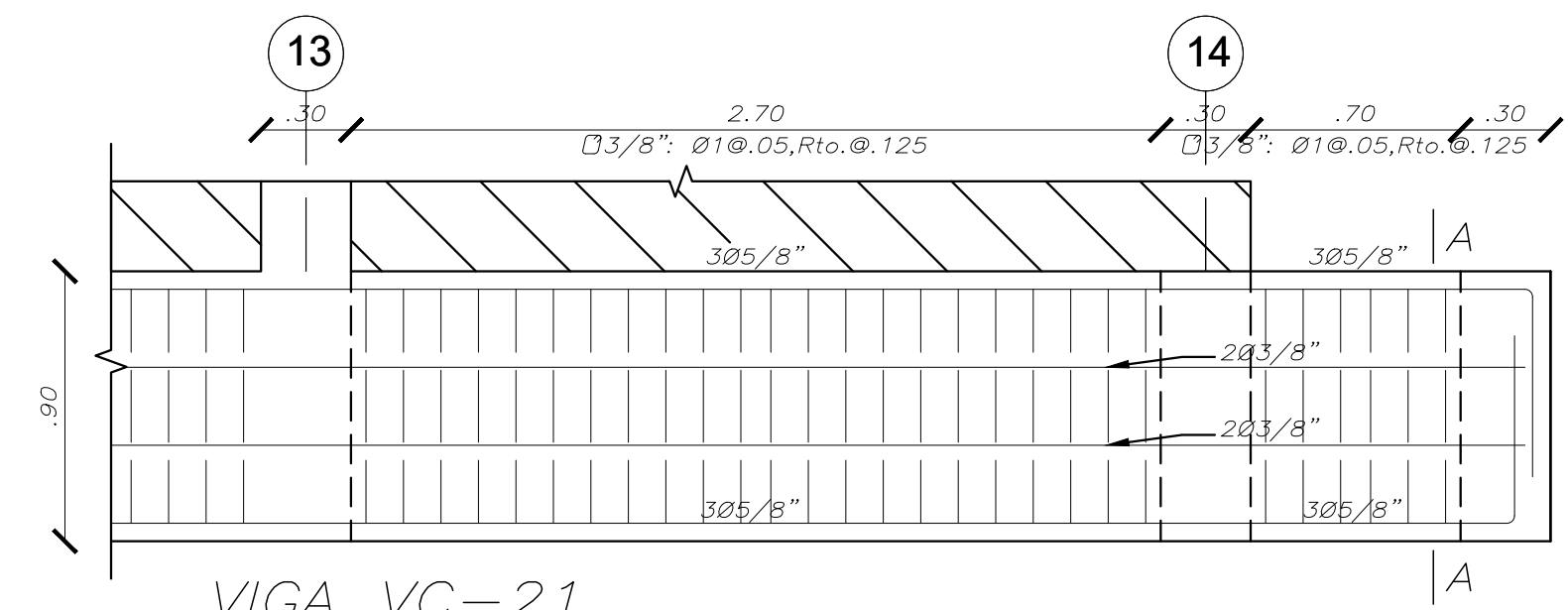
TIPO DE CIMENTACION: Losa de Cimentación con Vigas
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava bien gradada (GW)
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION : -6.20(Mínimo) llegar al Estrato de Grava bien gradada (GW)
 PRESION ADMISIBLE : 1.85 kg/cm²
 AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : NO DETECTADA
 NIVEL FREÁTICO CIRCUNDANTE A CIMENTACIÓN : NO DETECTADA



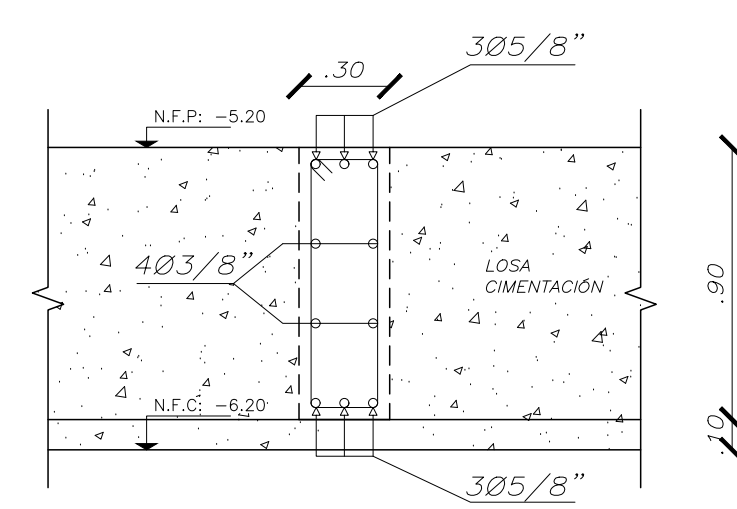




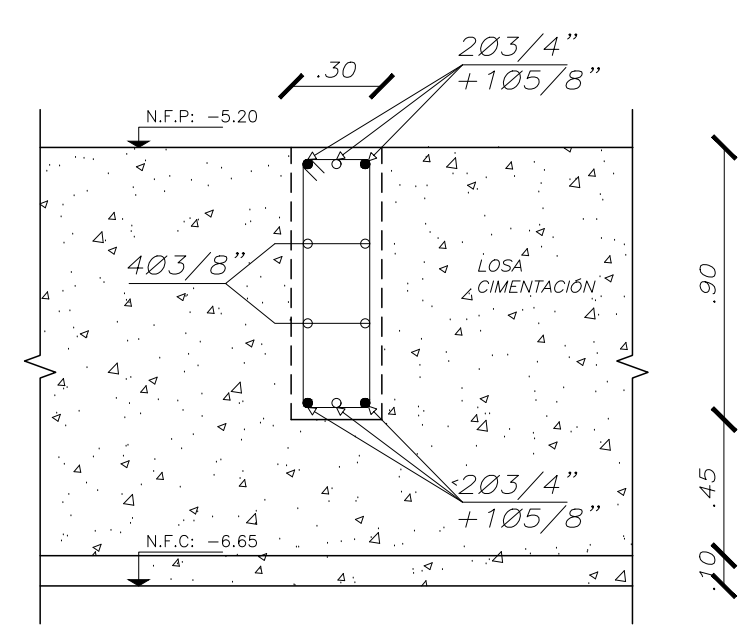
VIGA VC-21



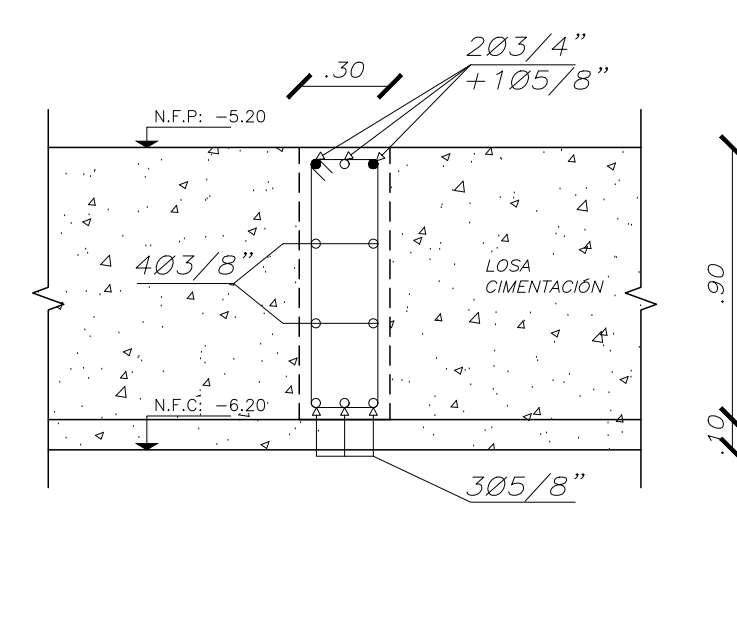
VIGA VC-21



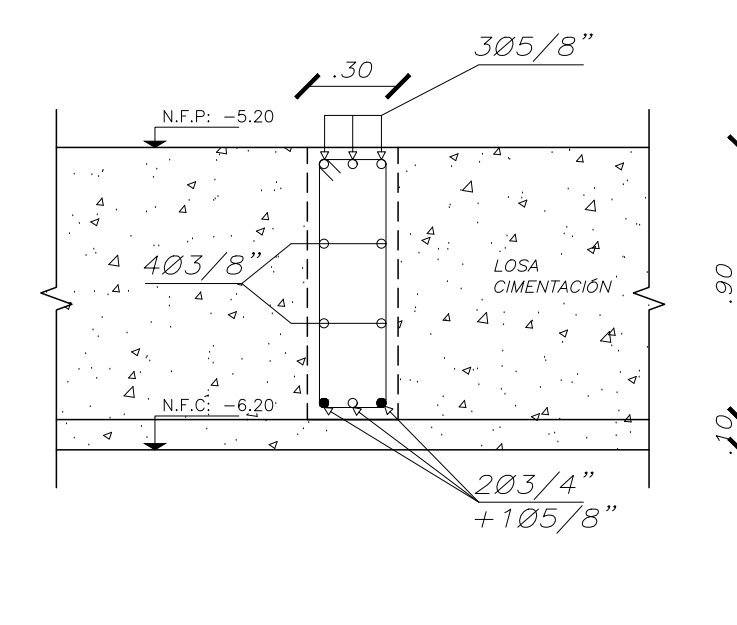
A-A



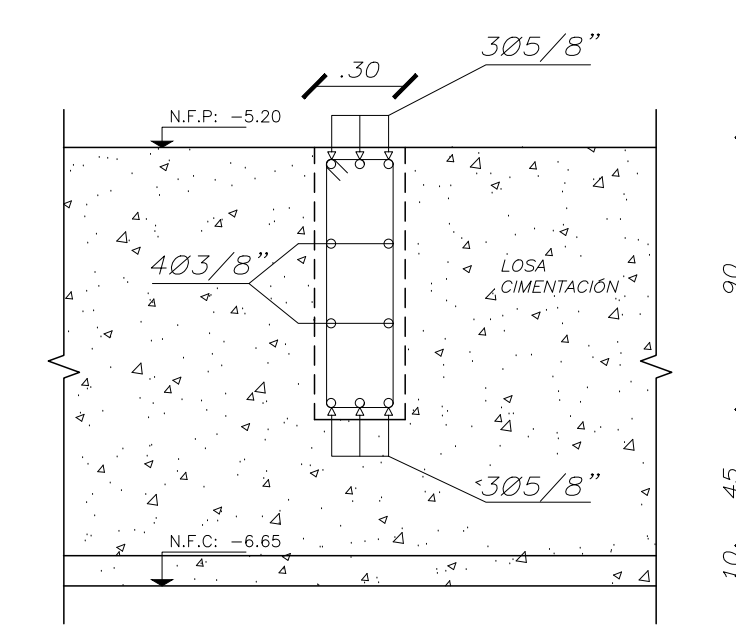
B-B



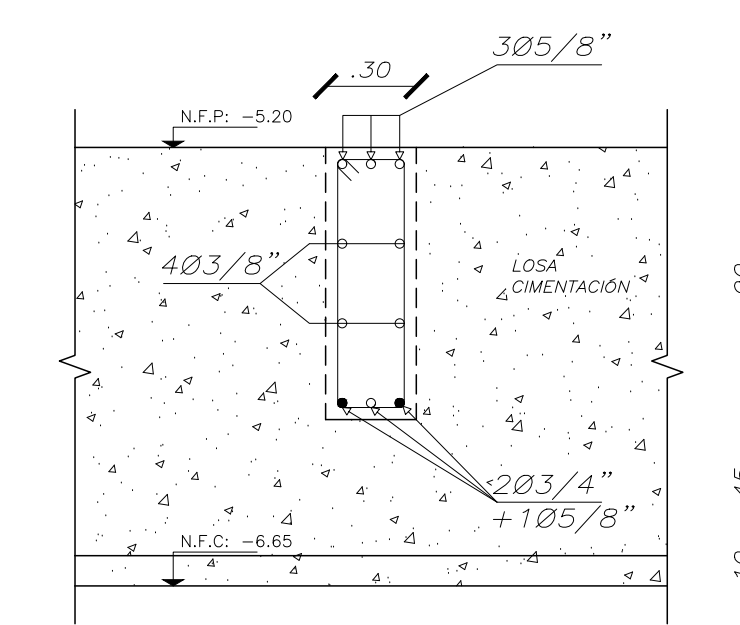
C-C



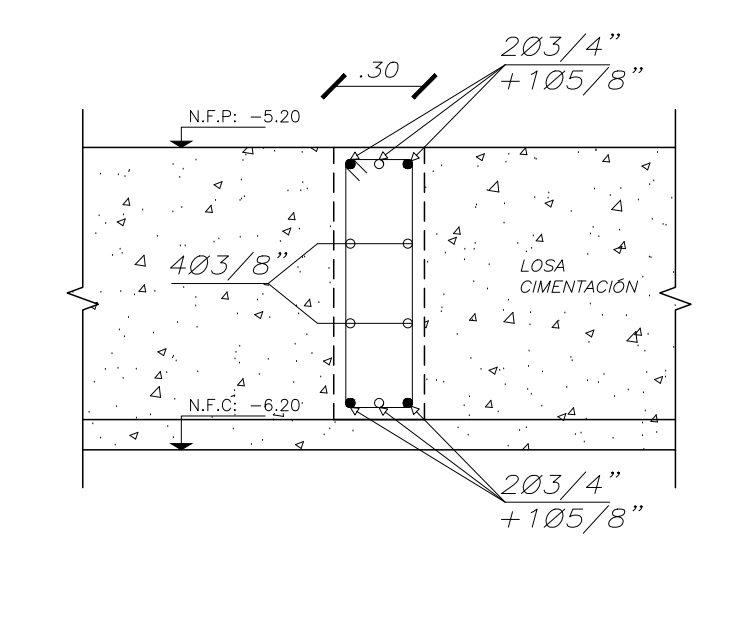
D-D



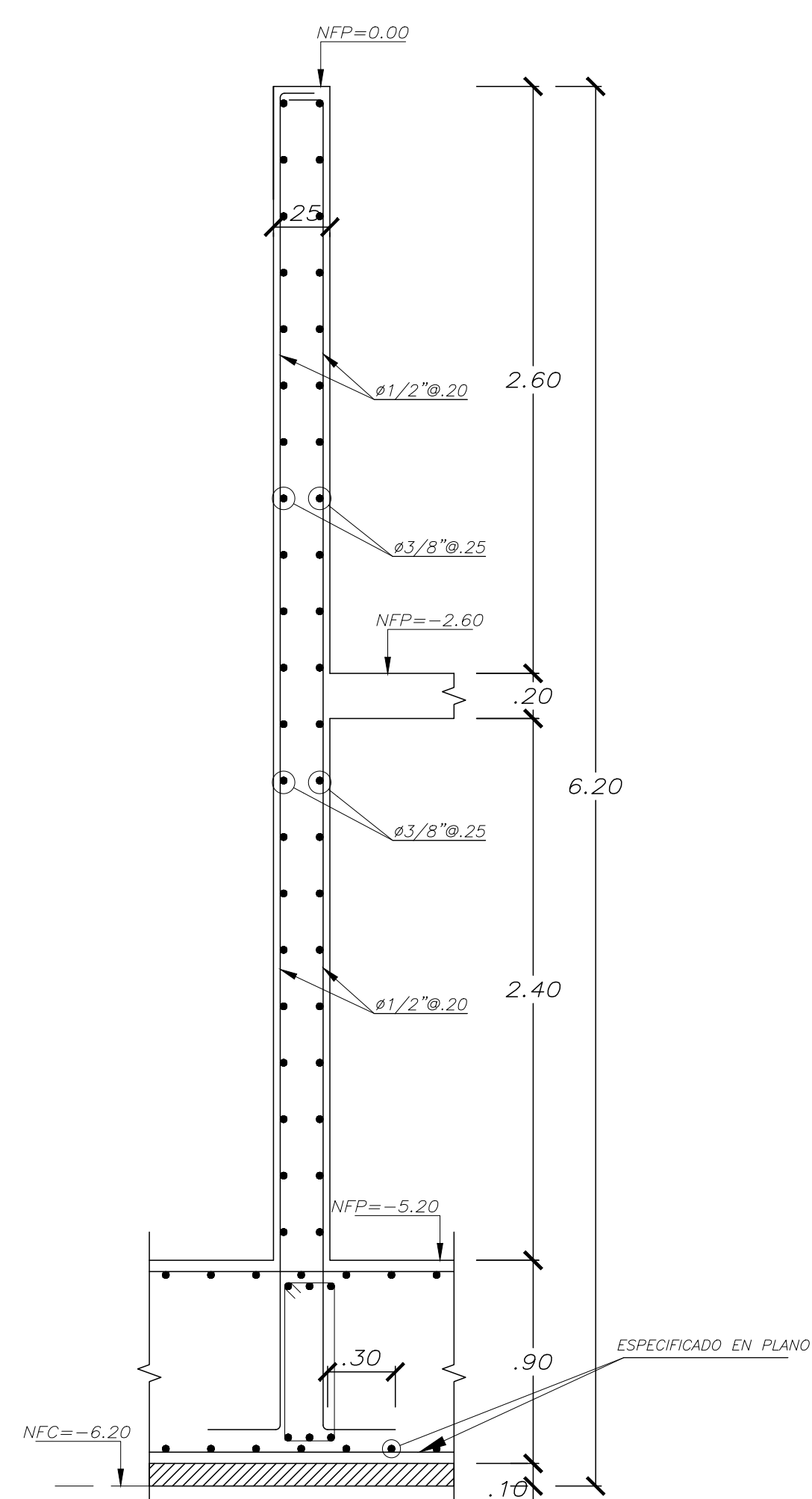
E-E



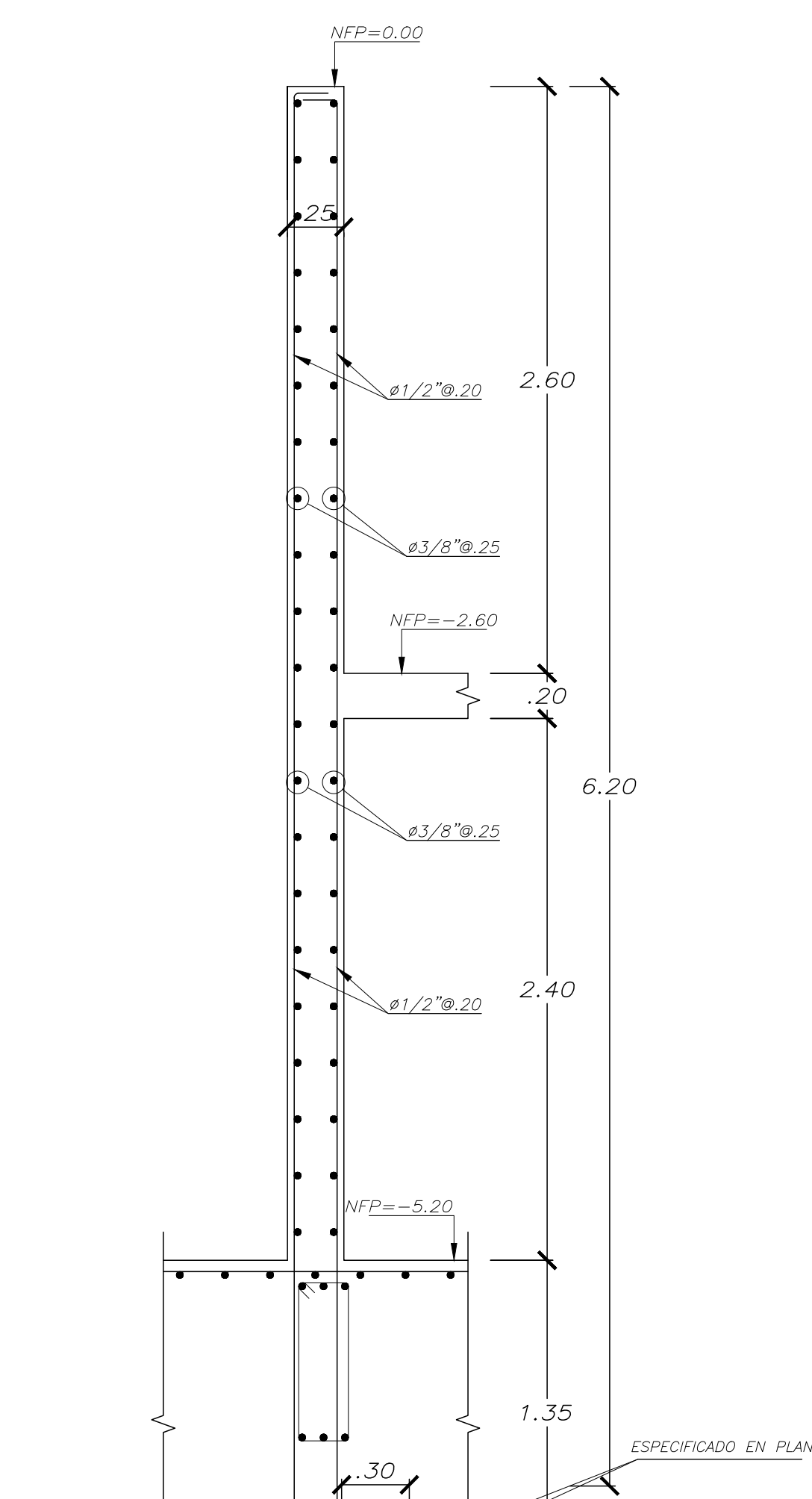
F-F



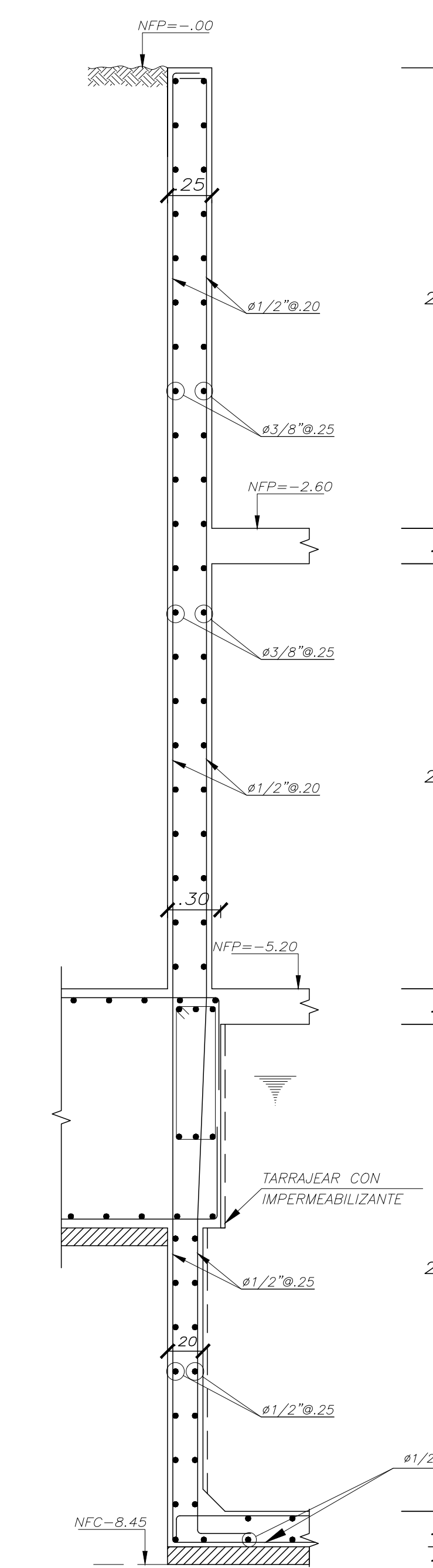
G-G



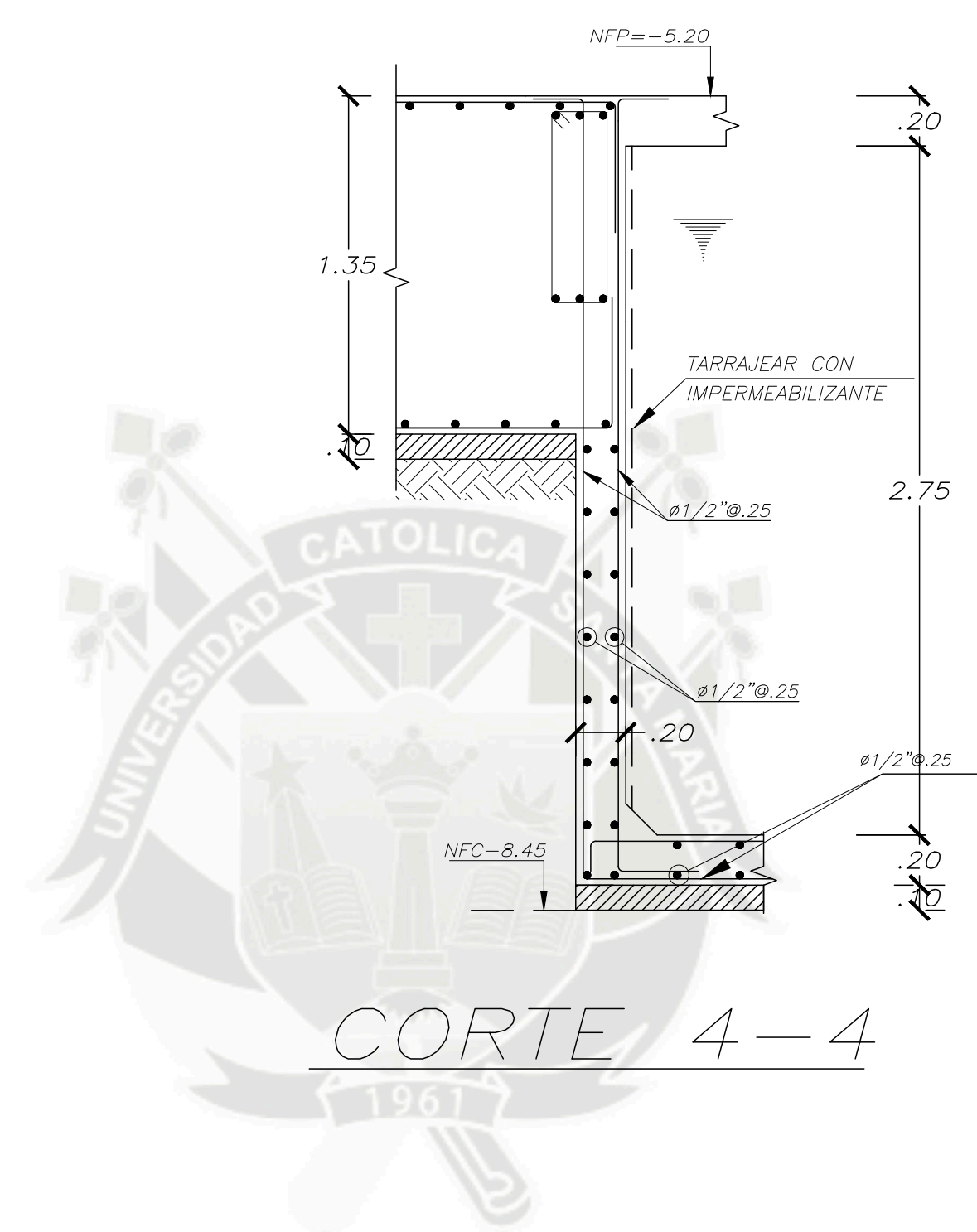
CORTE 1-1



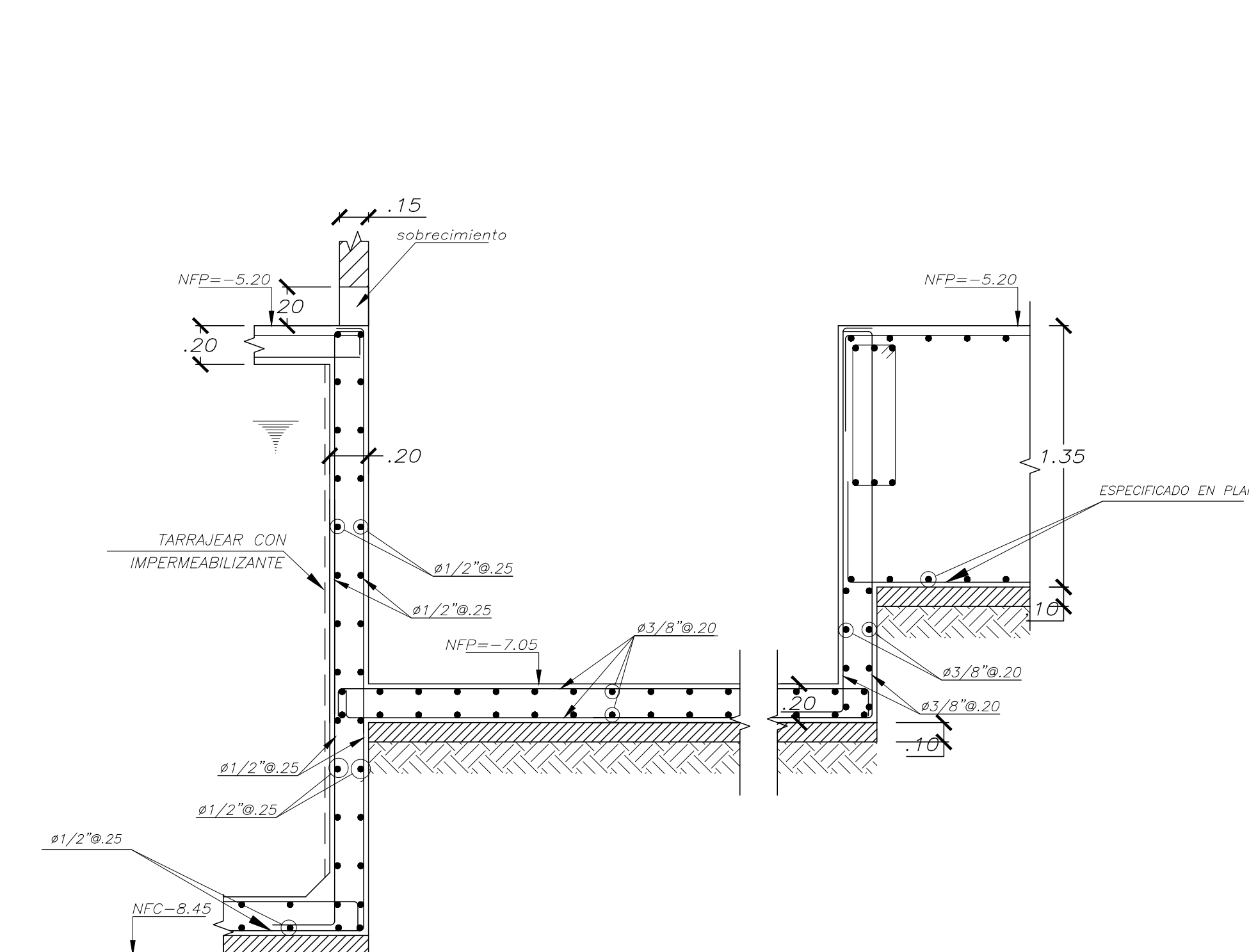
CORTE 2-2



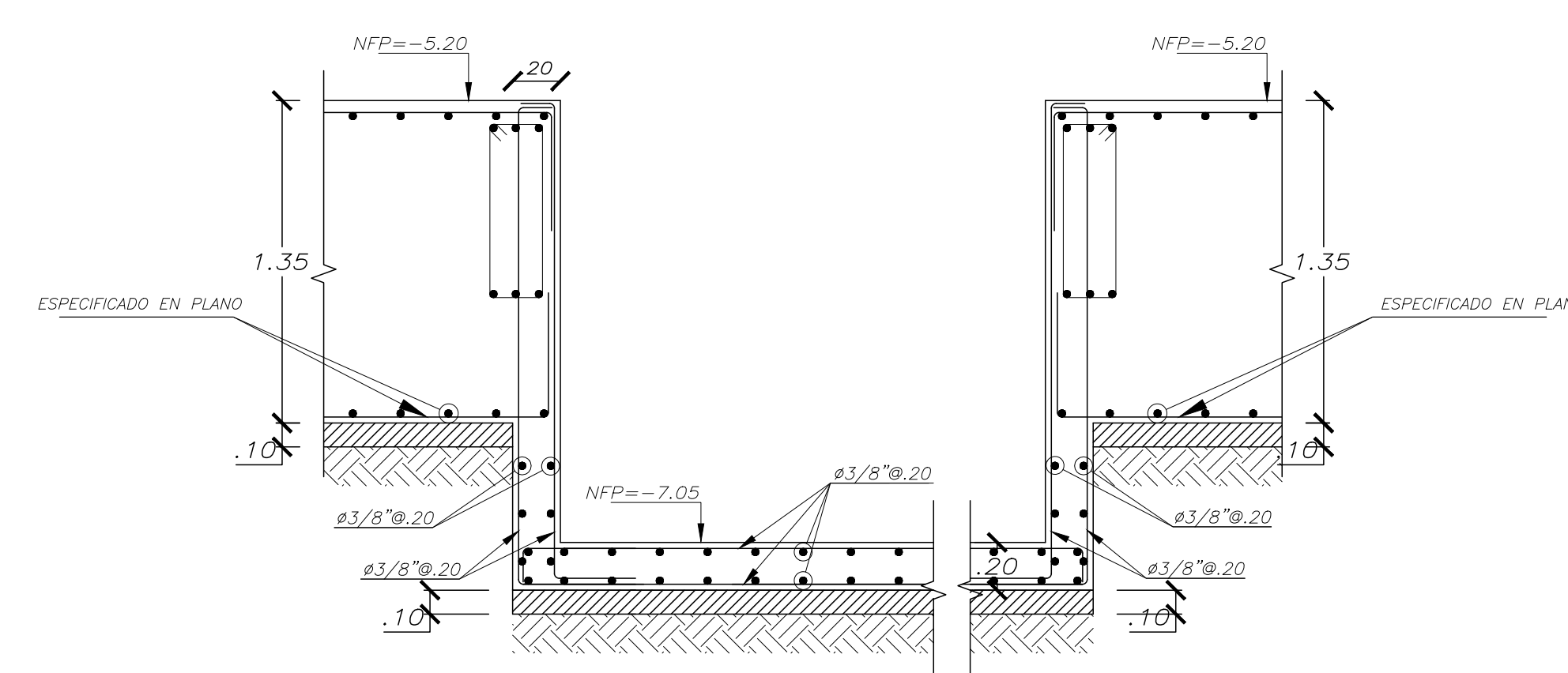
CORTE 3-3



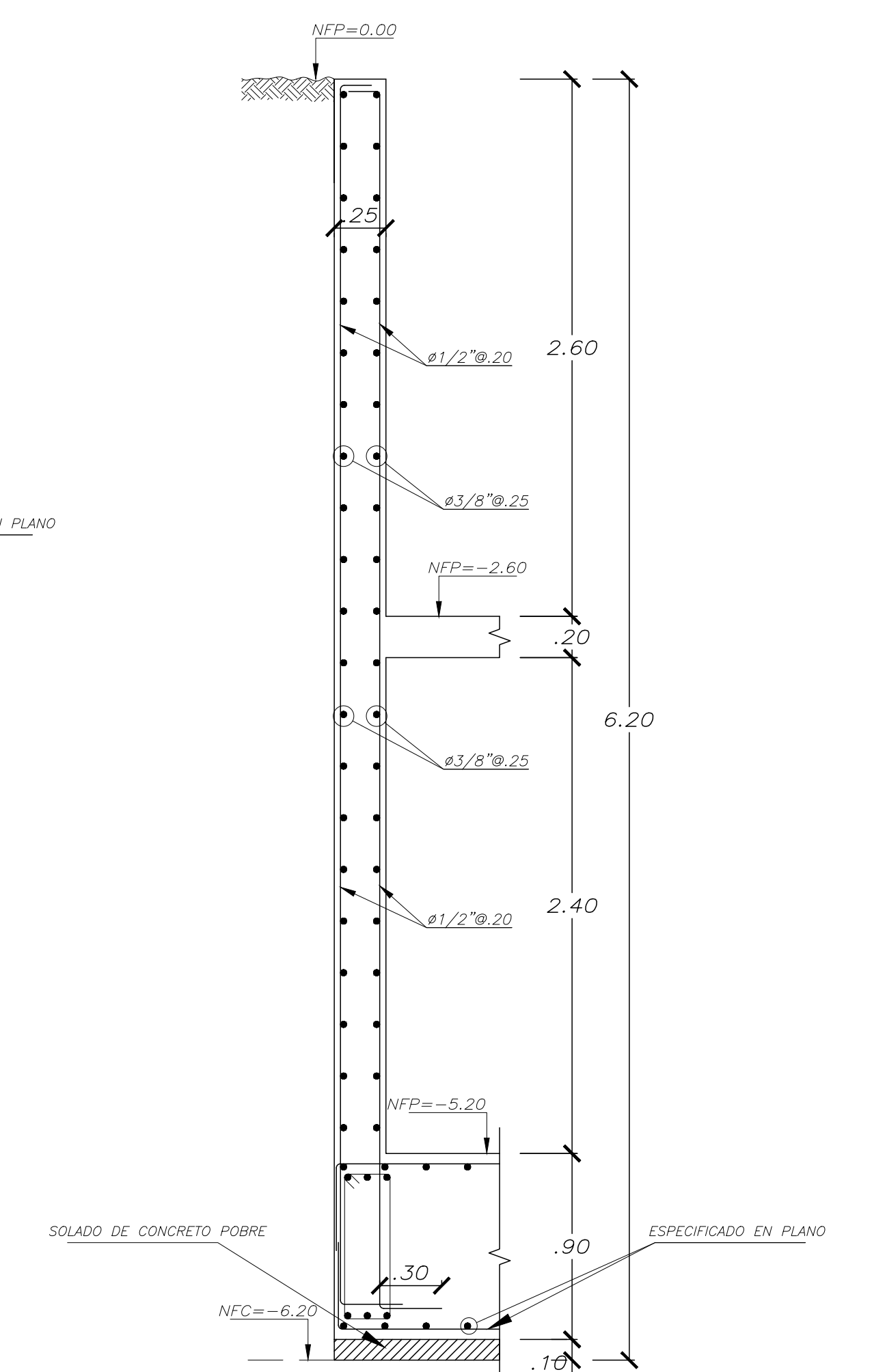
CORTE 4-4



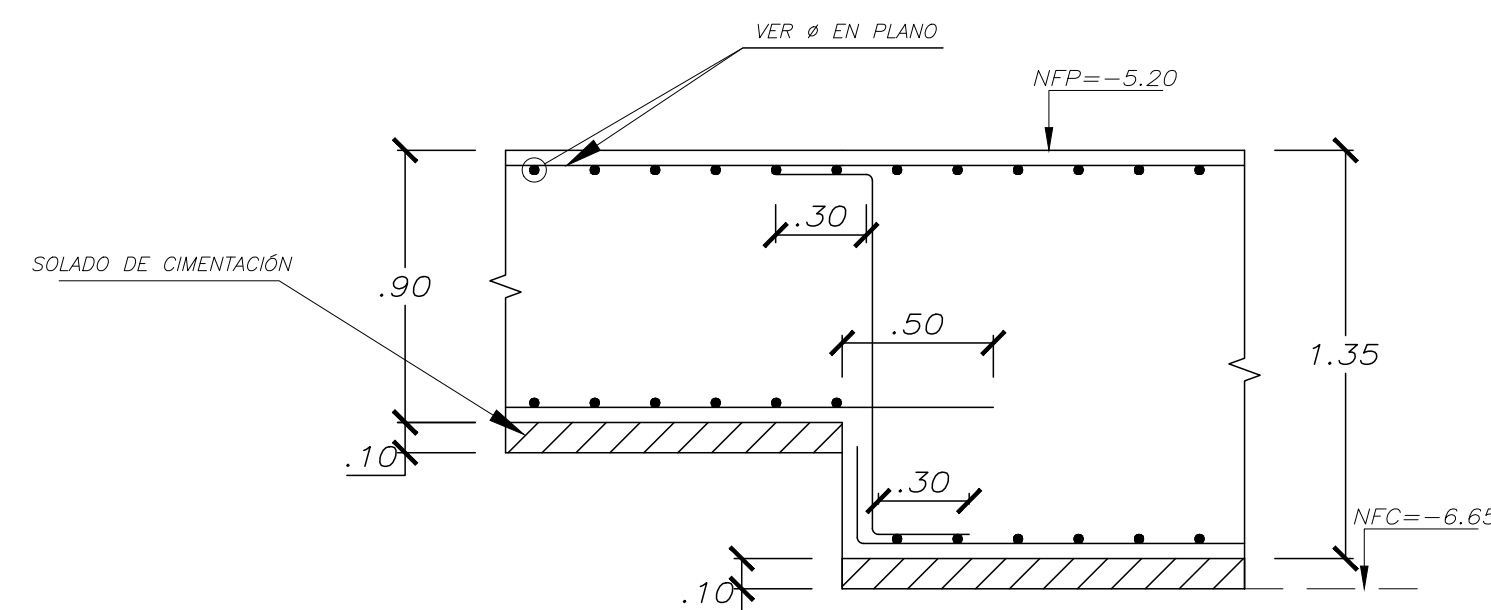
CORTE 5-5



CORTE 7-7

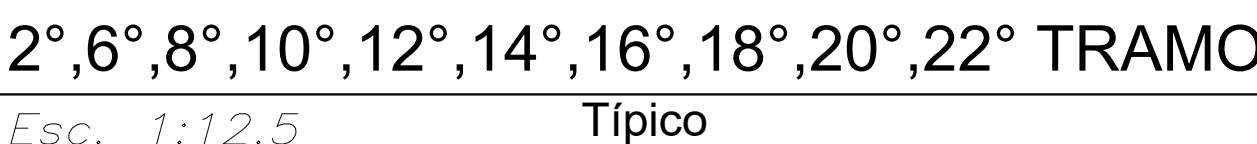
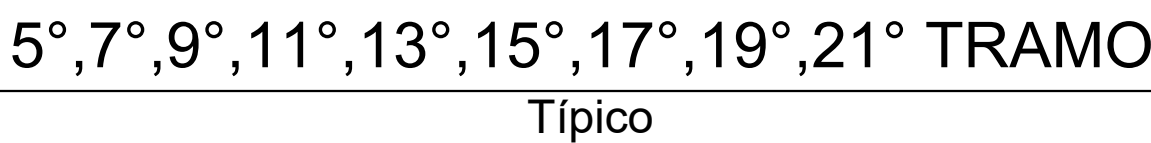



CORTE 6-6

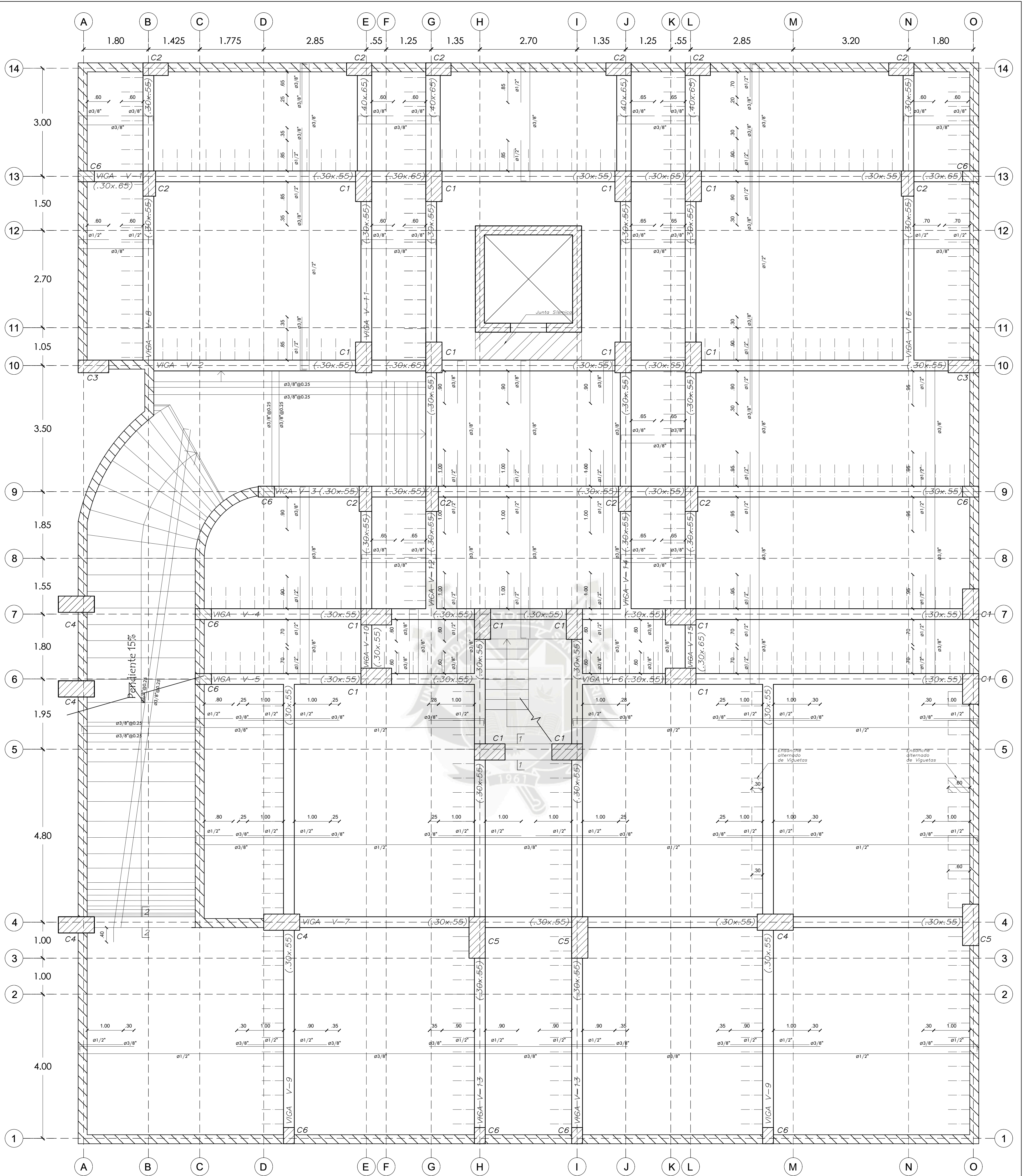


DETALLE DE CAMBIO DE SECCIÓN
EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN

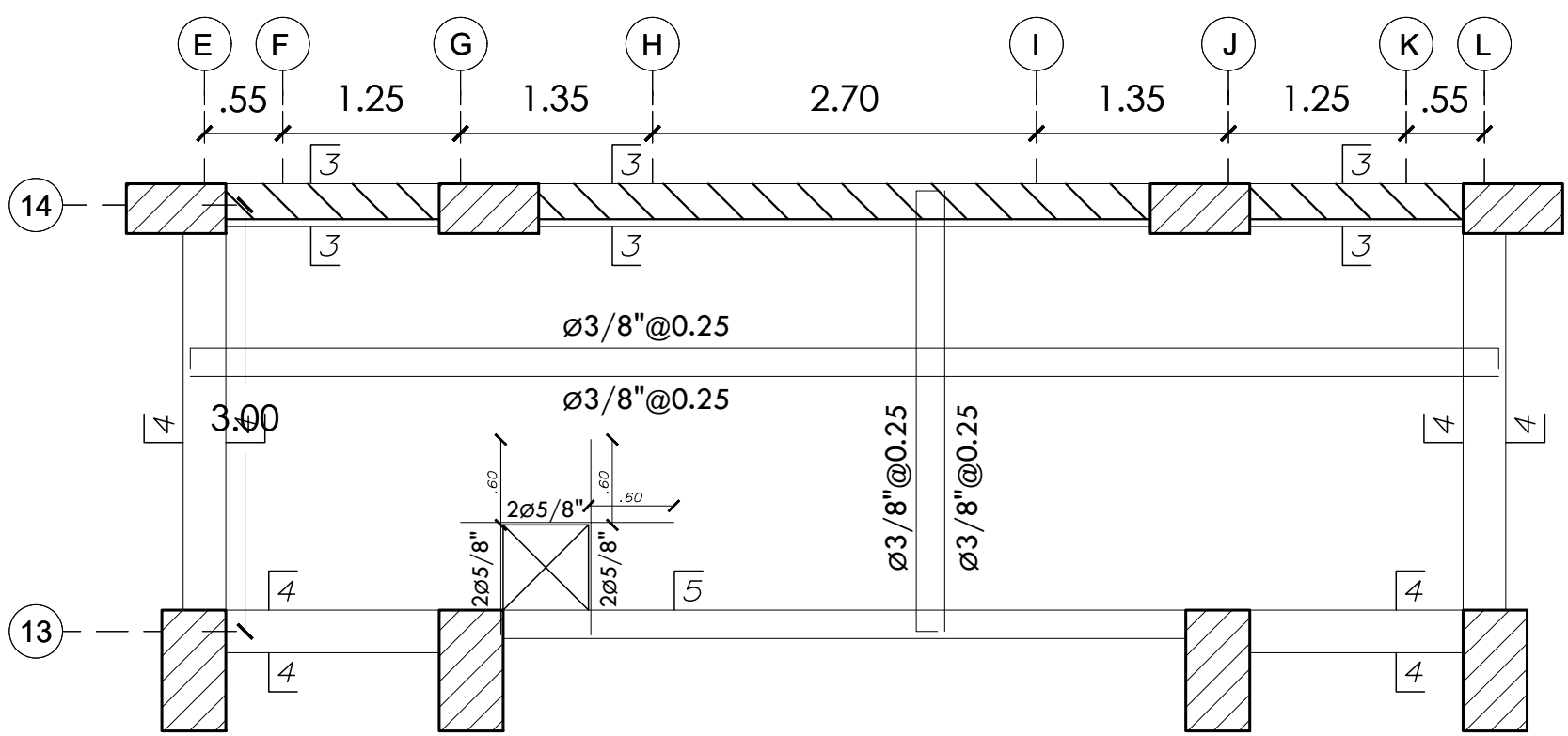
			Lamina :	
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE			<div>E - 04</div>	
Escuela profesional :	Ingeniería Civil	Ubicación :		
Proyecto :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	Dpto. : Arequipa Prov. : Arequipa Dist. : Sacaca		
Plano :	Vigas Cimentación - Detalles 3			
Bachiller :	Chirinos Espinoza, Walter David		Fecha :	Escala :
			Julio 2017	1/25



	<p align="center">UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE</p>		<p>Lamina :</p> <p align="center"><i>E - 05</i></p>
	<p>Escuela profesional : <i>Ingenieria Civil</i></p>	<p>Ubicación :</p>	
	<p>Proyecto : <i>EDIFICIO MULTIFAMILIAR</i></p>	<p>Dpto. : Arequipa Prov. : Arequipa Dist. : Sachaca</p>	
<p>Plano : <i>Detalles de Escaleras y Caja de Ascensor</i></p>			
<p>Bachiller : <i>Chirinos Espinoza, Walter David</i></p>	<p>Fecha : <i>Julio 2017</i></p>	<p>Escala : <i>Especificado</i></p>	

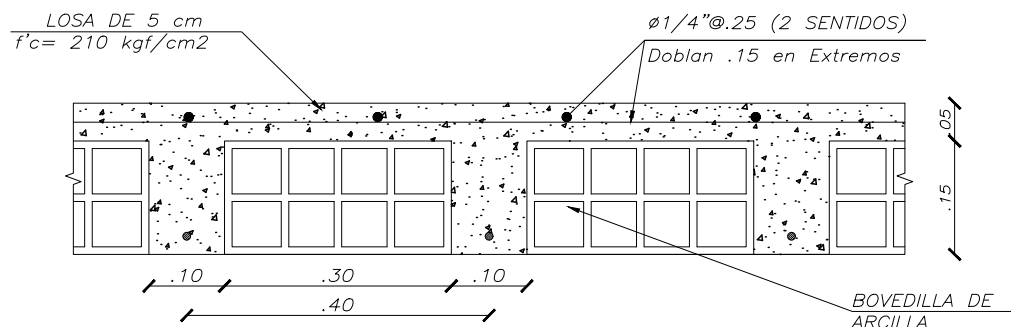


ENCOFRADO 2° SÓTANO N.F.P.= - 2.60



TECHO CISTERNA N.F.P.= - 5.20
h=20 cm, S/C=200 kgf/m2

ALIGERADO CON LADRILLOS (0,30x0,30x0,15)
H=0.20, S/C=250 Kg/m2



DETALLE DE ALIGERADO h=20 cm.
ESC 1/10



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL
AMBIENTE

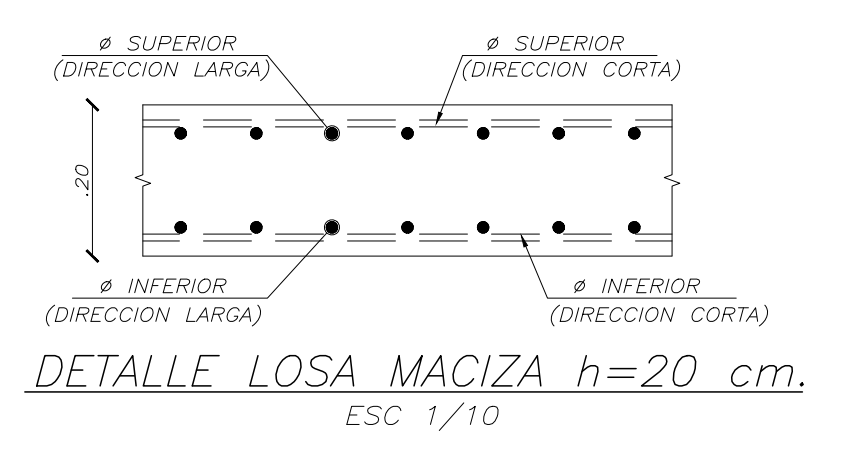
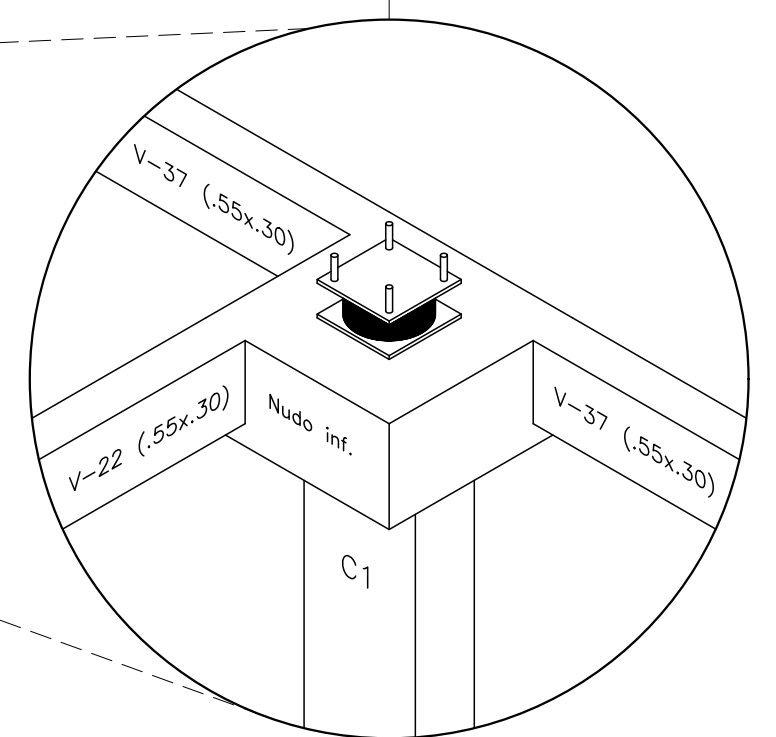
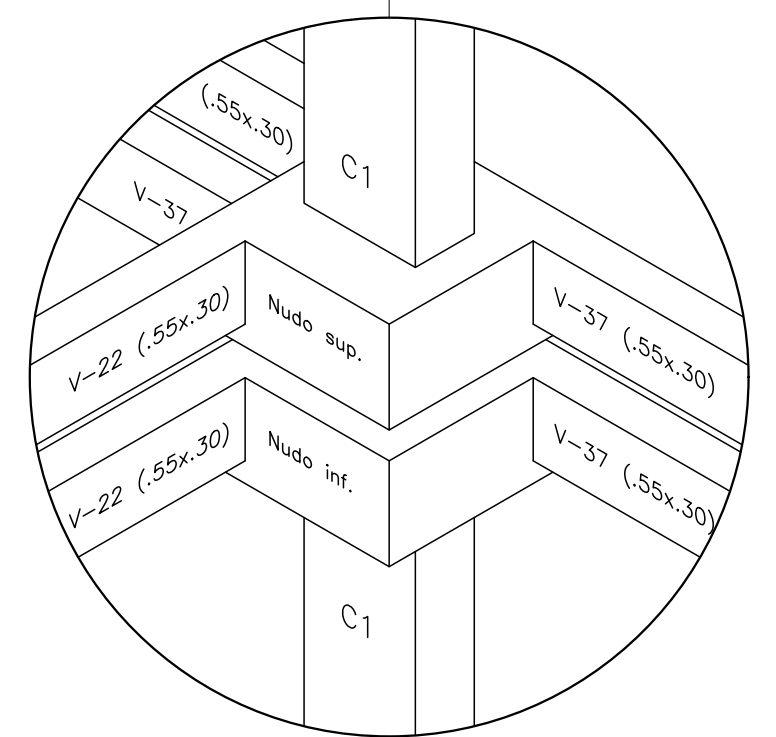
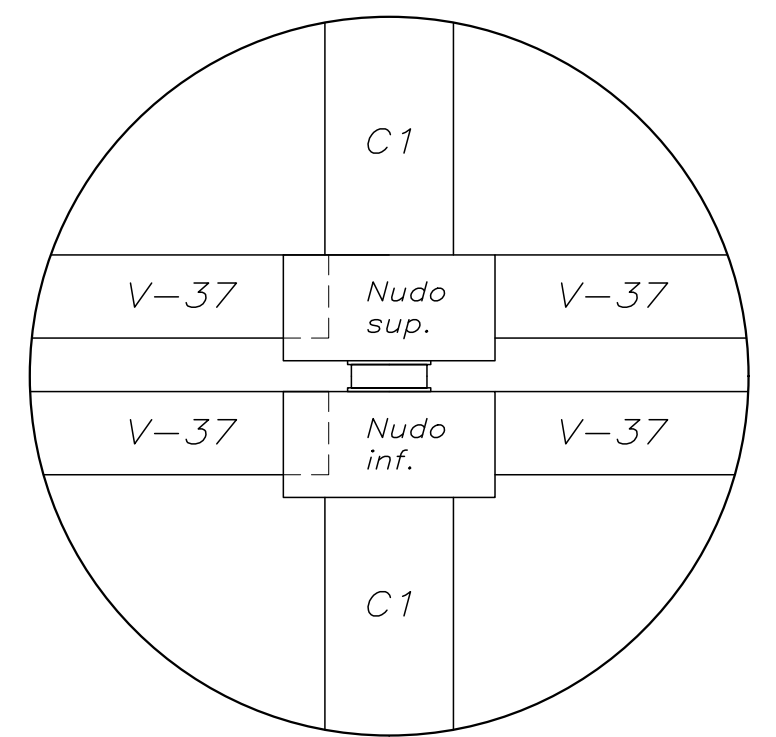
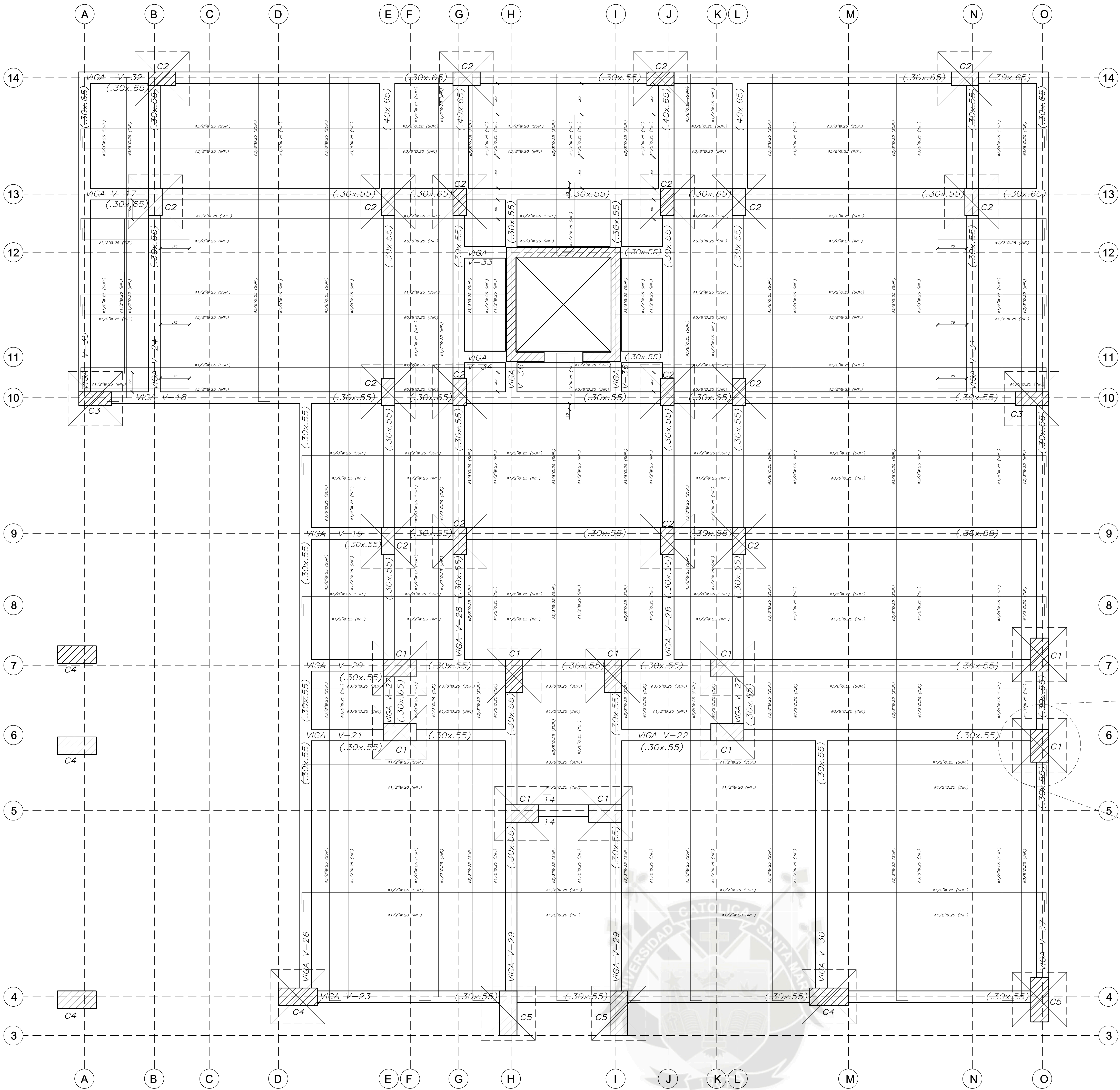
Escuela profesional : Ingeniería Civil
Proyecto : EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Plano : Encofrado 2° Sótano
Bachiller : Chirinos Espinoza, Walter David

Ubicación :
Dpto. : Arequipa
Prov. : Arequipa
Dist. : Sachaca
Fecha : Julio 2017

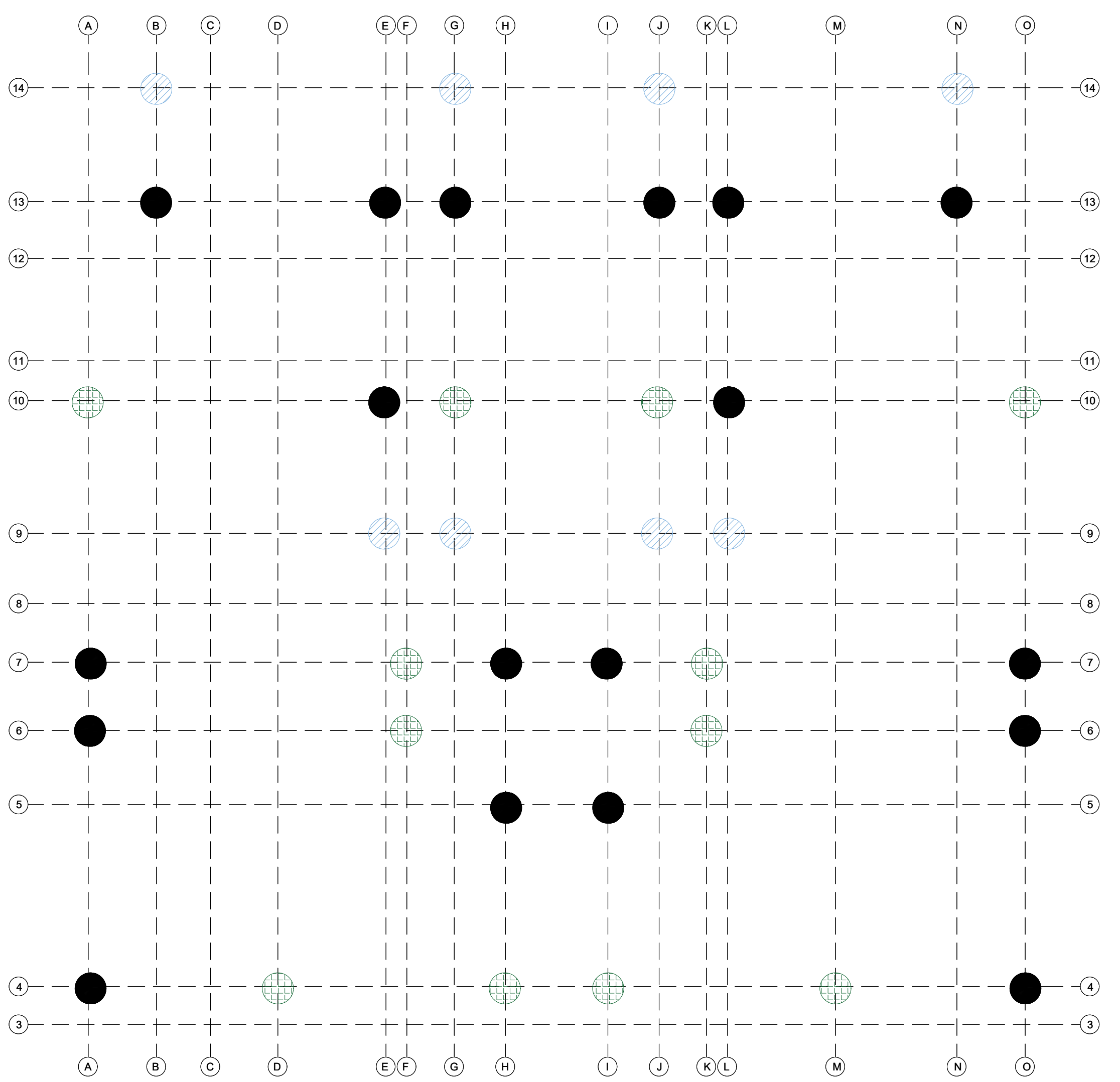
Lamina :

E - 07

Escala : 1/50



LOSA DE AISLACIÓN

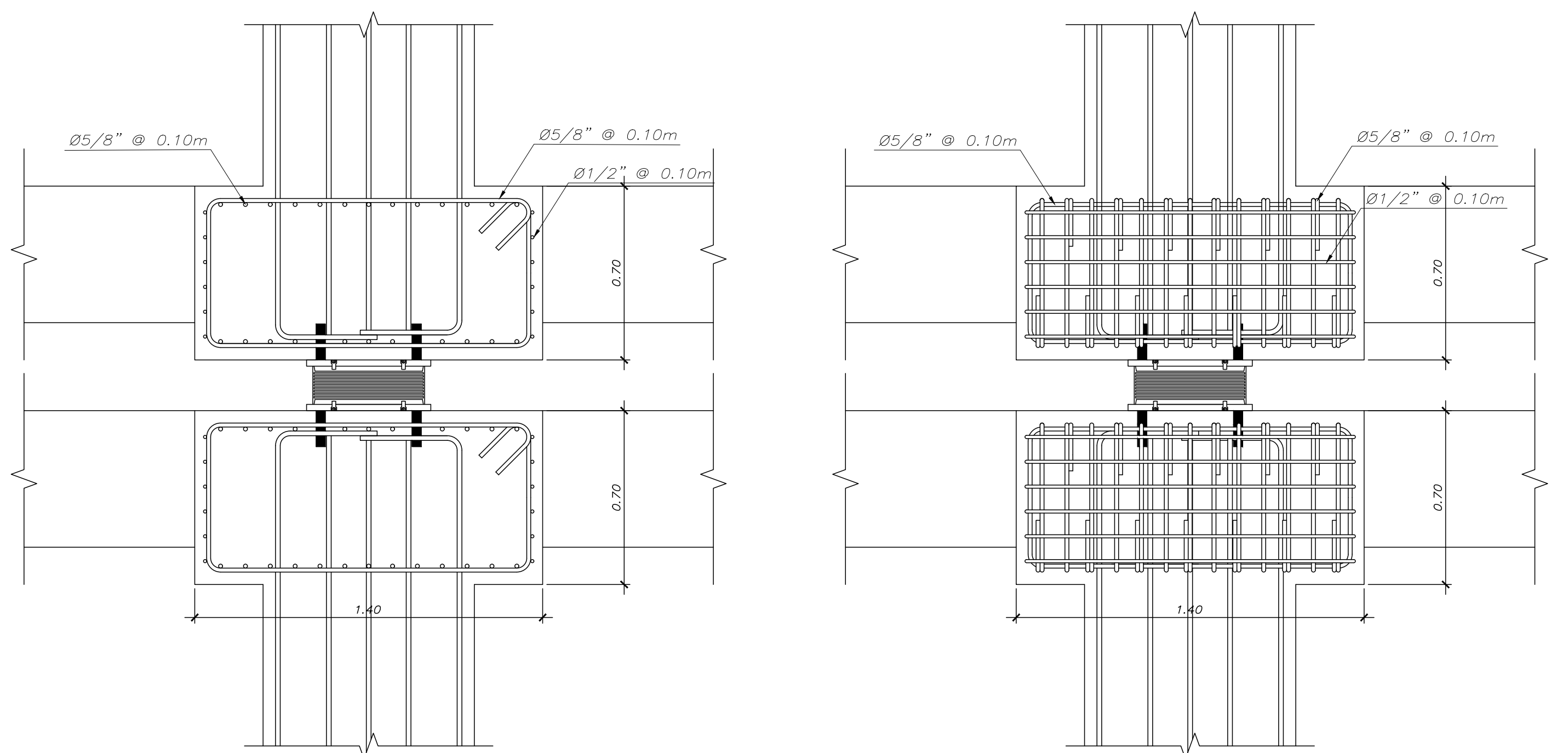


- Aisladores HDR-1, D= 0.45m
- Aisladores HDR-2, D= 0.50m
- Aisladores HDR-3, D= 0.55m

DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN PLANTA

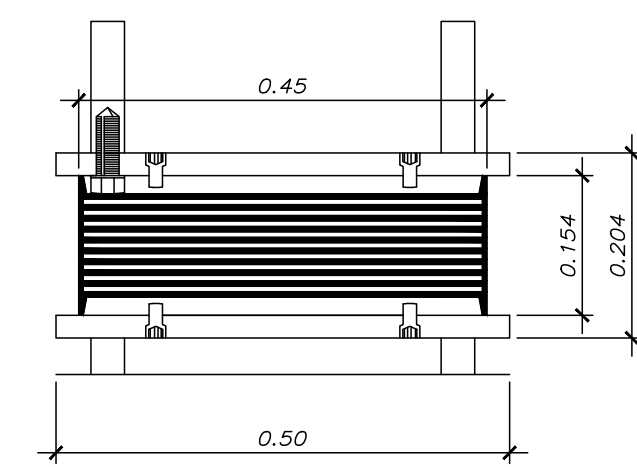
TIPO DE AISLADOR	DIAMETRO DEL ELASTÓMERO (mm)	ESPAZOR TOTAL DE ELASTÓMERO (mm)	ALTURA EXCLUYENDO PLACAS DE ACERO (mm)	ALTURA TOTAL INCLUYENDO PLACAS DE ACERO (mm)	LONGITUD DEL LADO DE LAS PLACAS DE ACERO (mm)	UNIDADES
HDR-1	450	78	154	204	500	8
HDR-2	500	78	154	204	550	18
HDR-3	550	77	147	197	600	12

CUADRO DE DETALLES DE AISLADORES SÍSMICOS

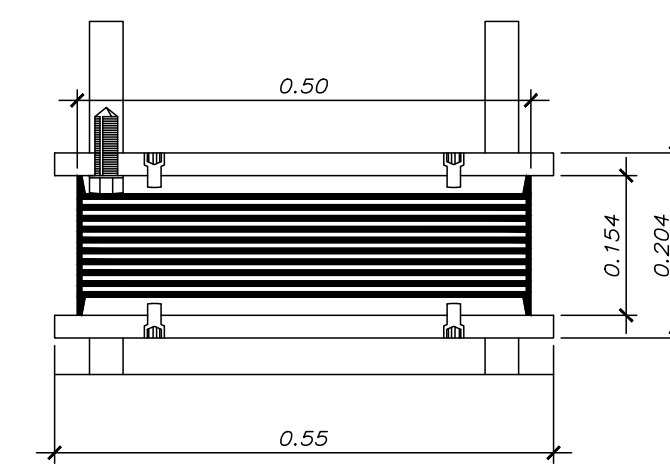


DETALLE DE ENCAPADO Y CONEXIÓN DE COLUMNA CON AISLADORES

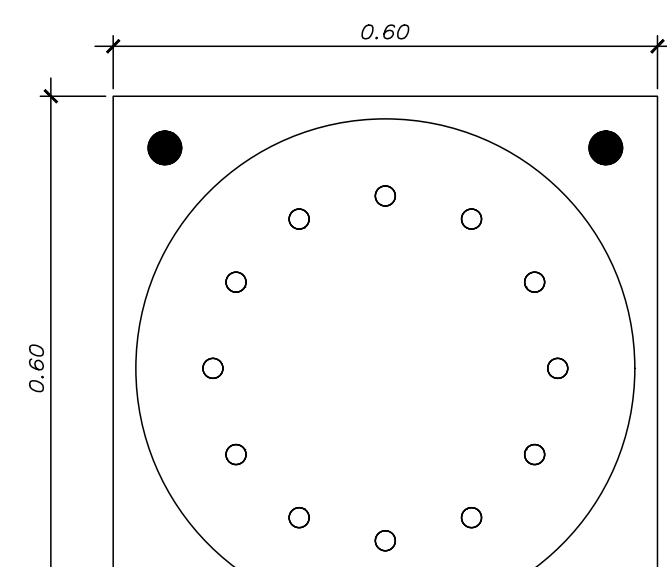
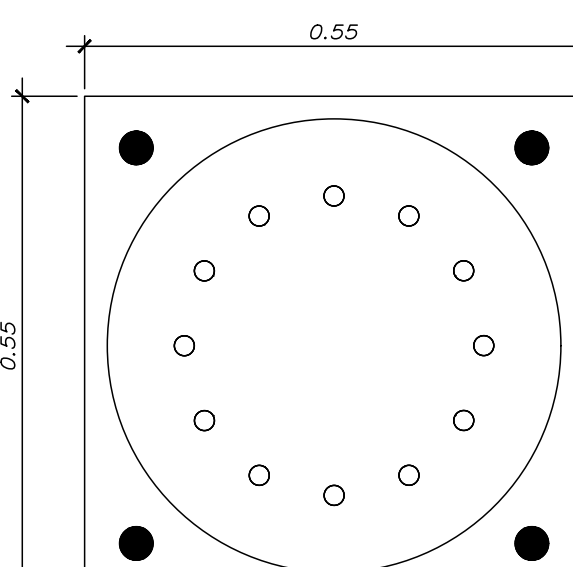
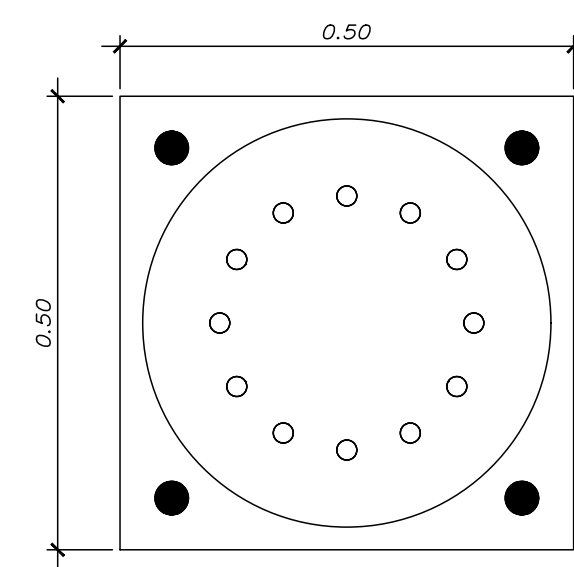
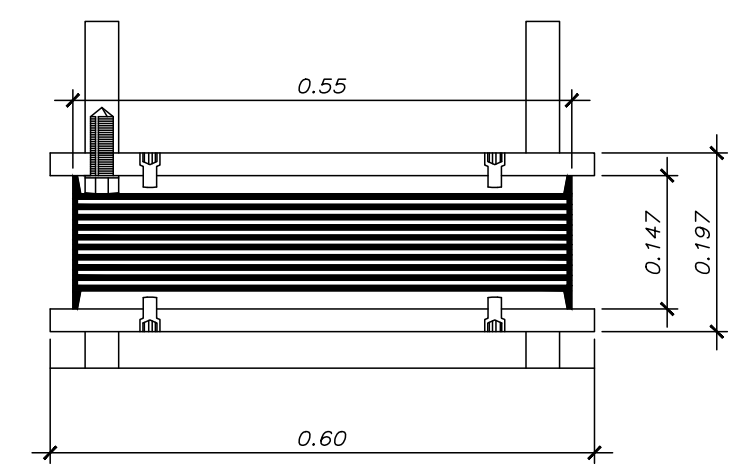
HDR - 1

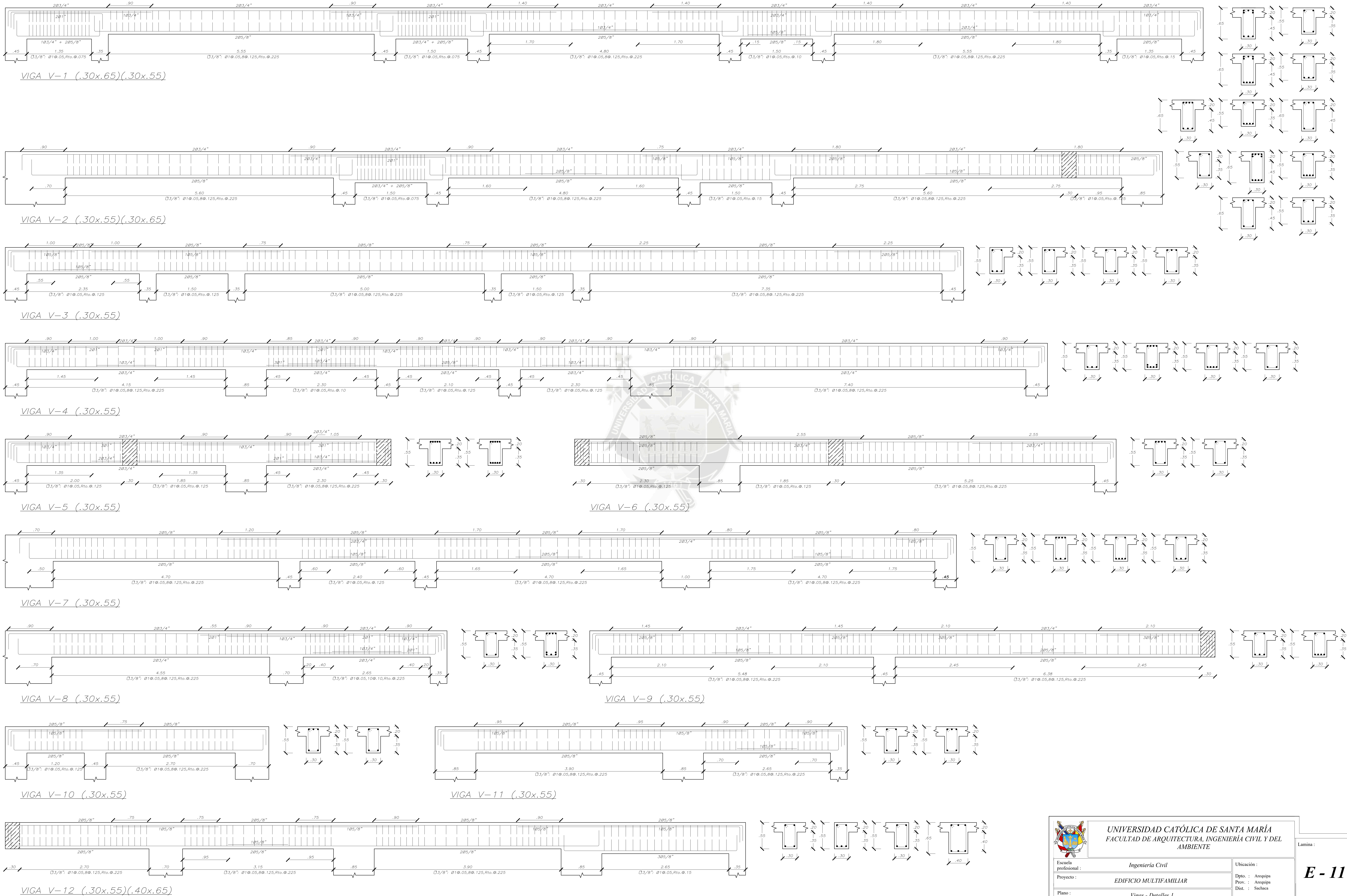


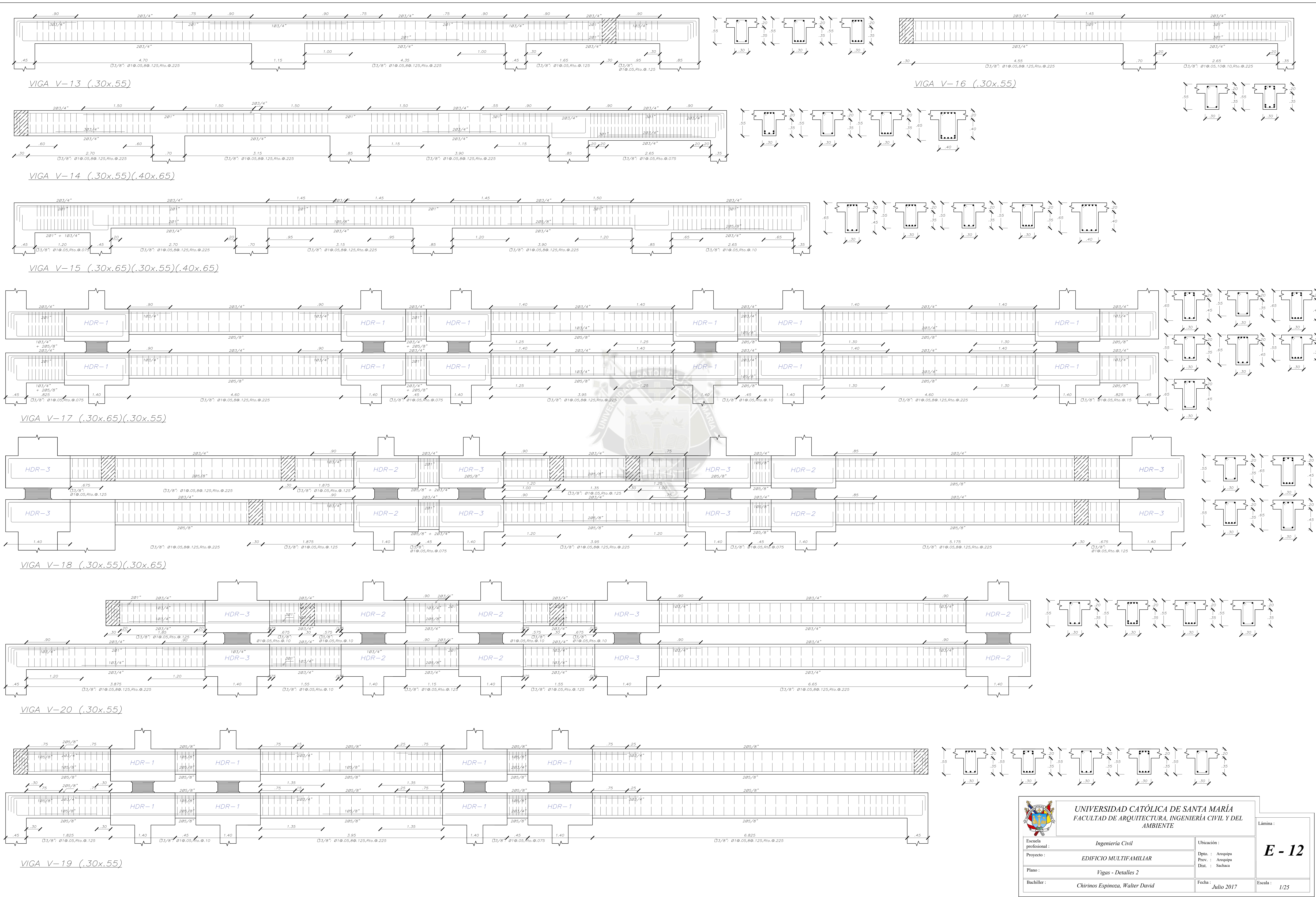
HDR - 2

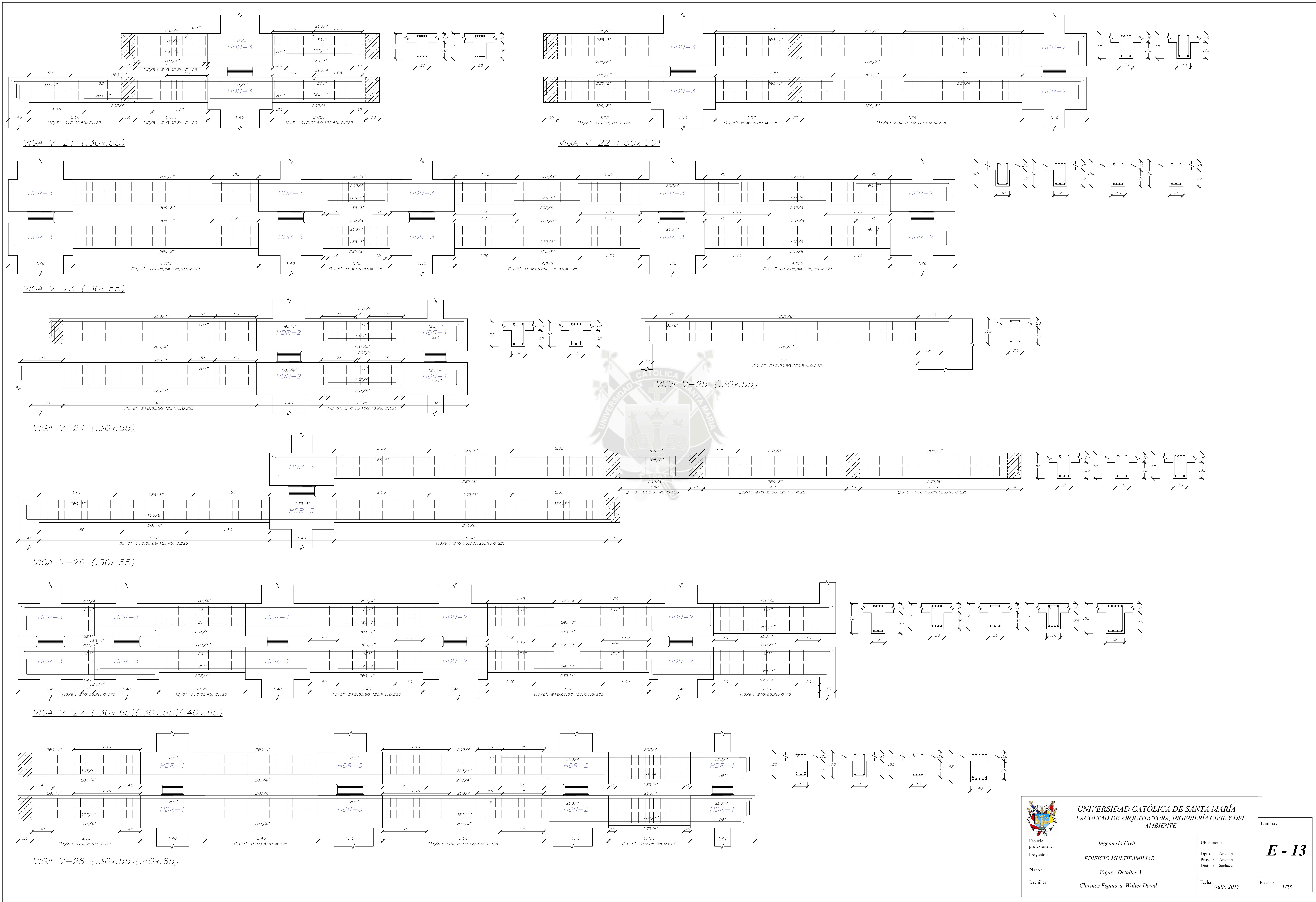


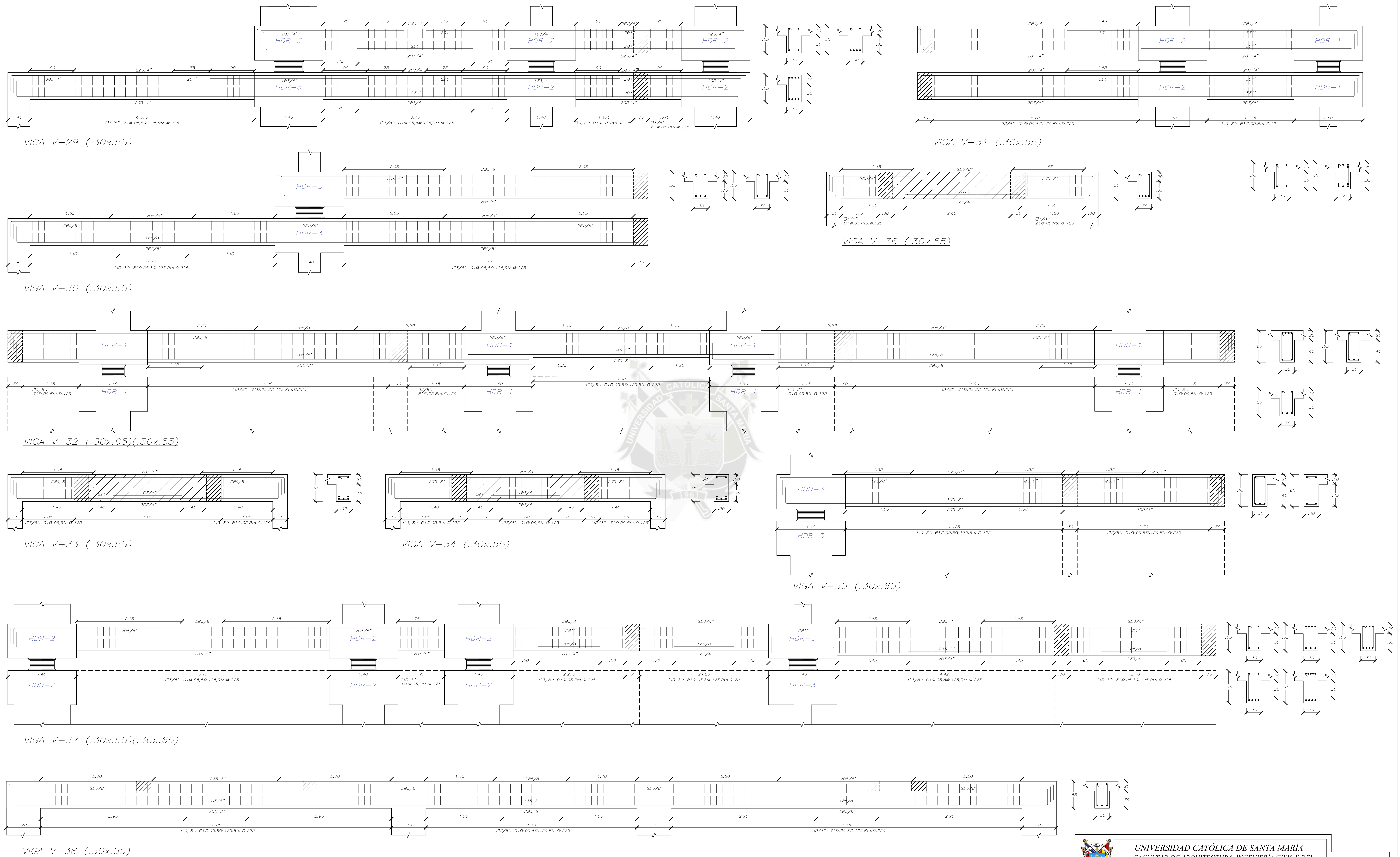
HDR - 3

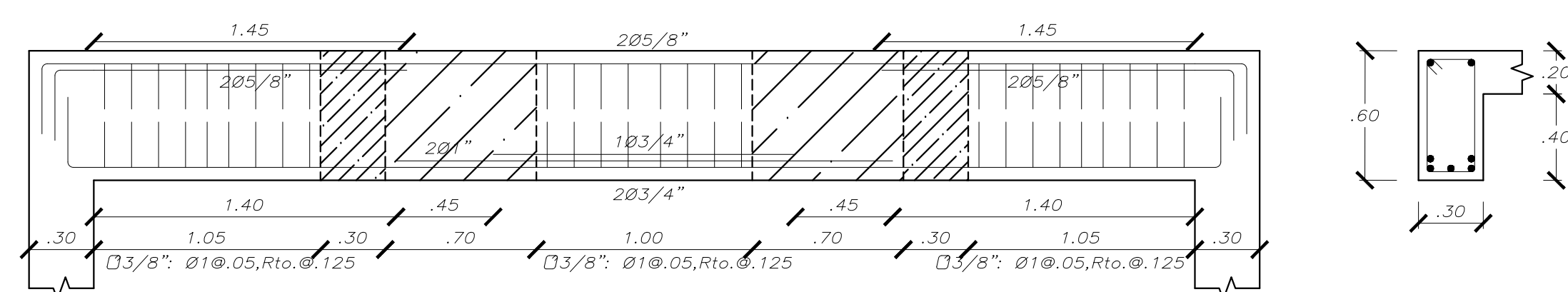
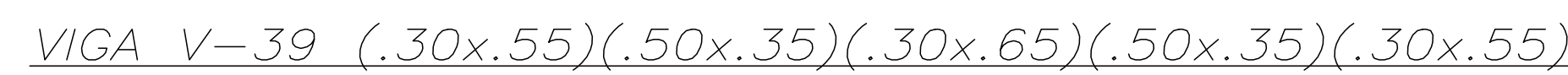






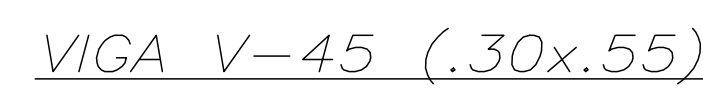
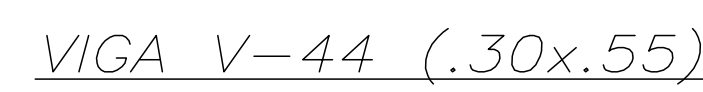
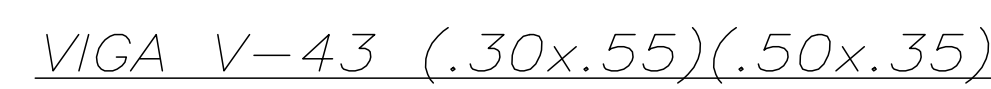
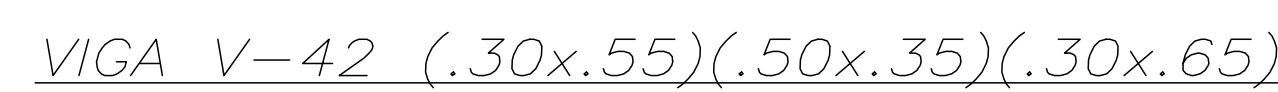




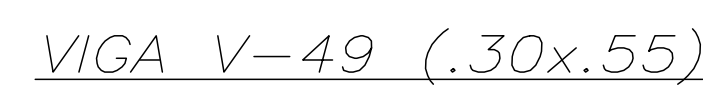
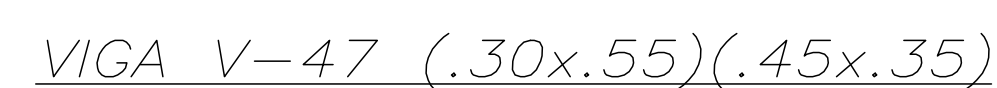
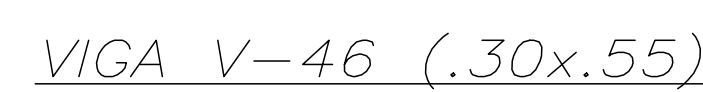


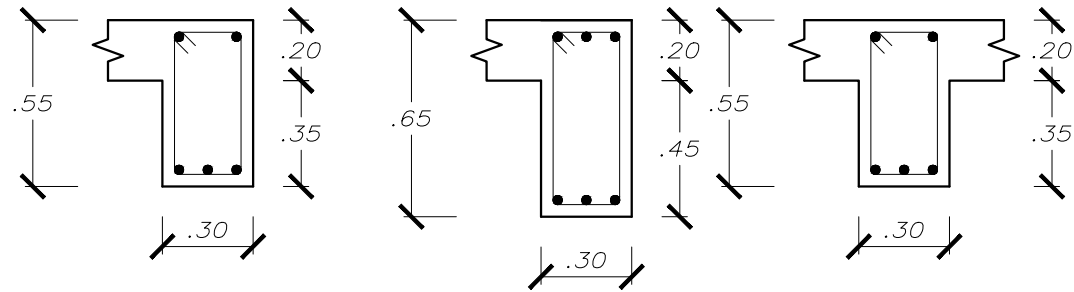
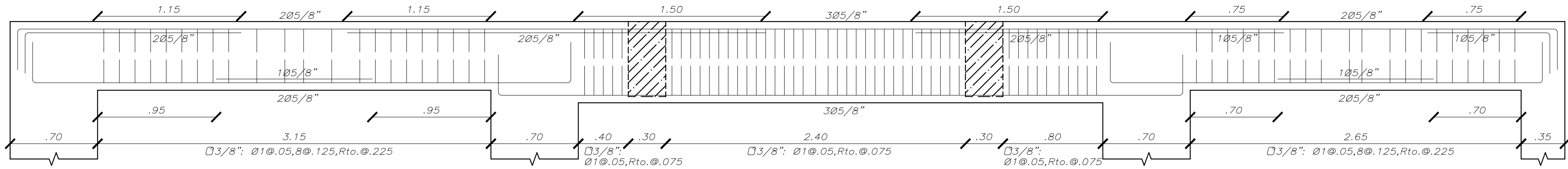
VIGA V-40 (.30x.60)

VIGA V-41 (.30x.60)

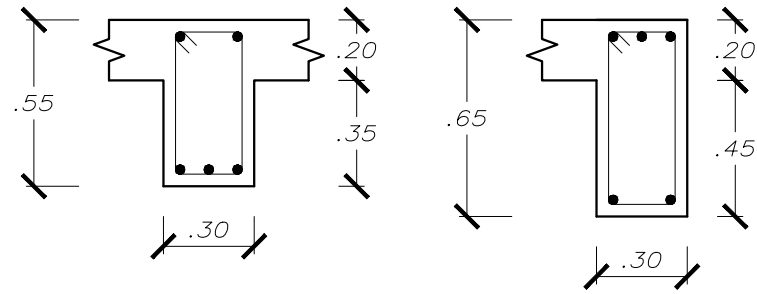
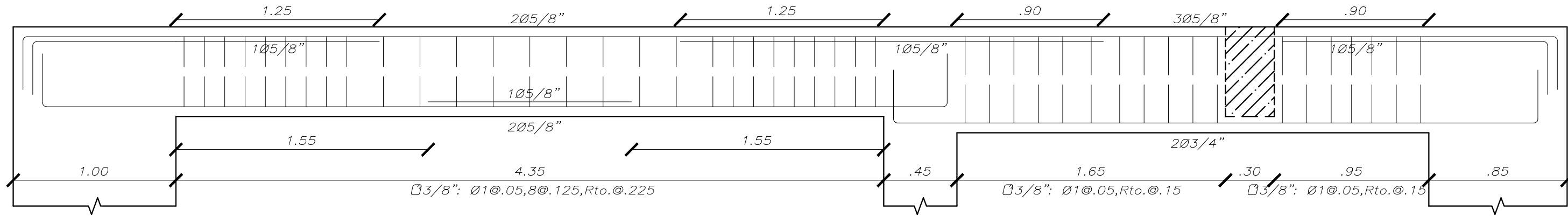


VIGA V-48 (.30x.55)

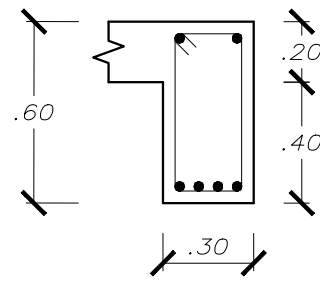
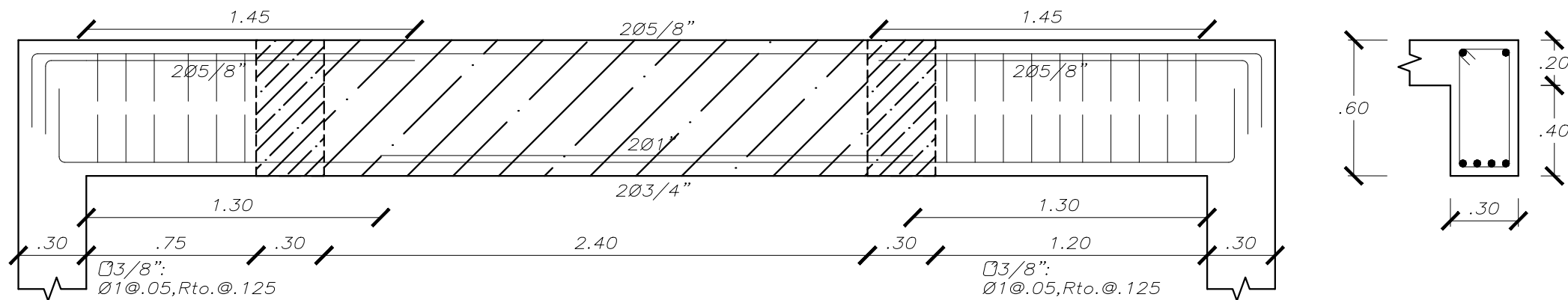




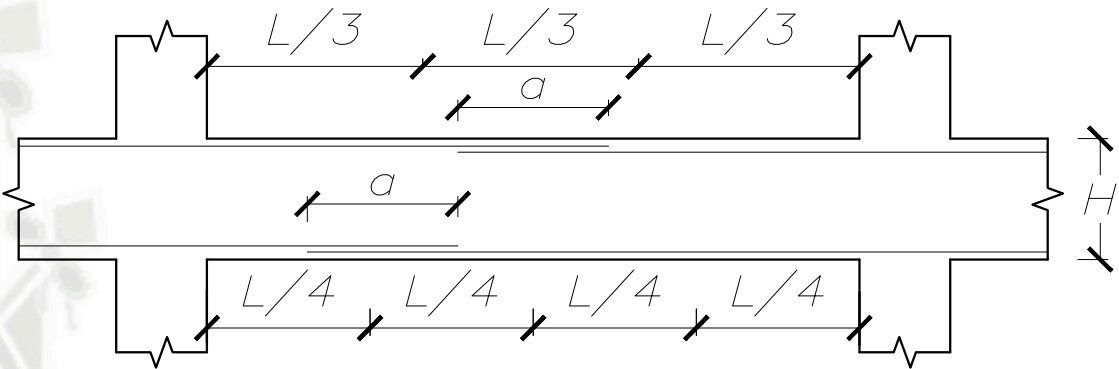
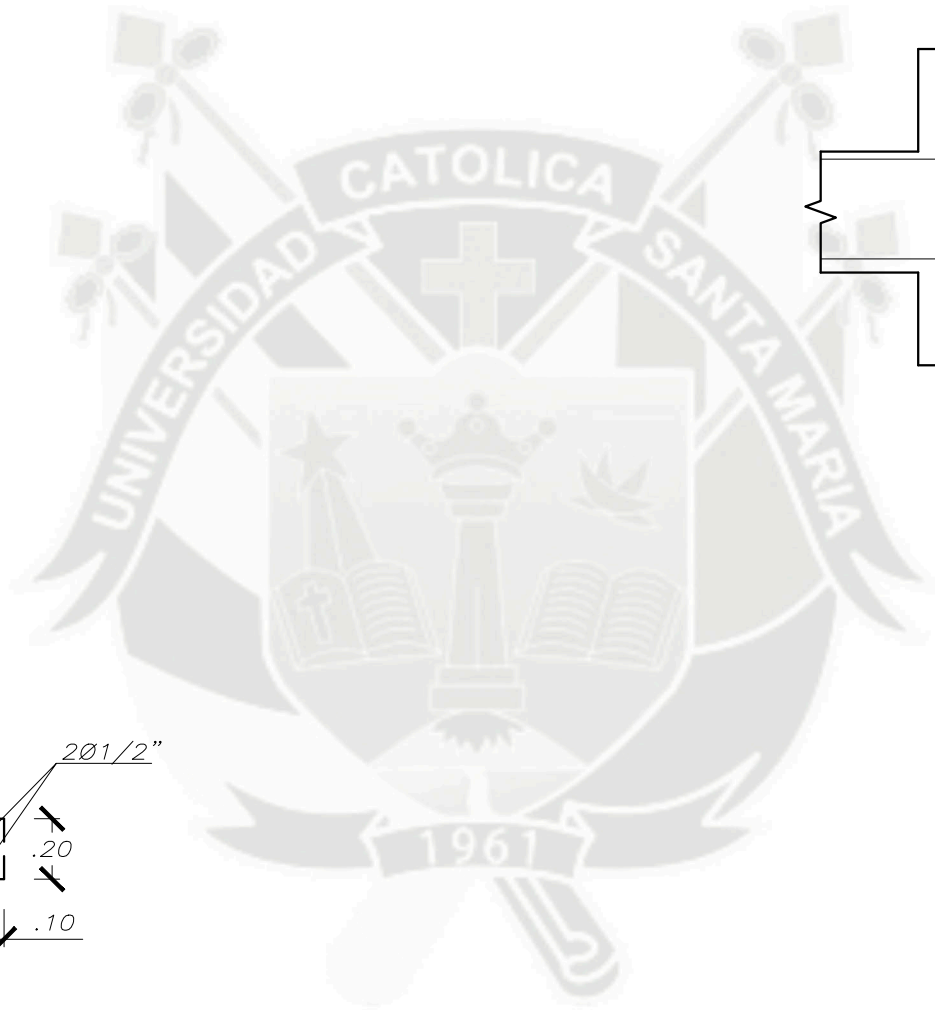
VIGA V-50 (.30x.55)(.30x.65)



VIGA V-51 (.30x.55)(.30x.65)



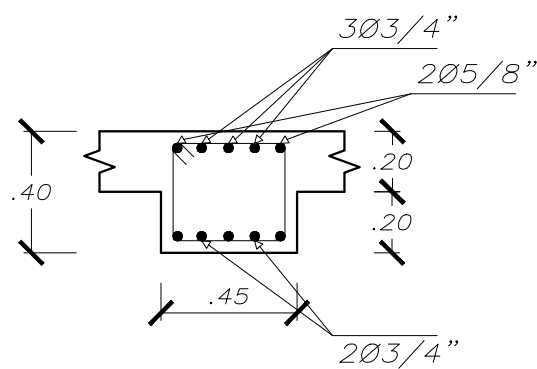
VIGA V-52 (.30x.60)



VALORES DE α		
ϕ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

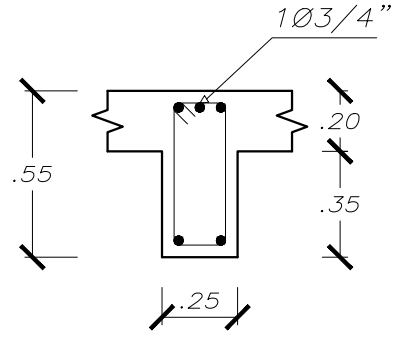
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS

NOTA: - NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- LA LONGITUD DE EMPALME SERÁ IGUAL A 25 cm. PARA VARILLAS DE 3/8" Y 35 cm. PARA ϕ 1/2" o ϕ 5/8".



305/8" + 503/4" + 205/8"
3/8": ϕ 125, Rto. ϕ 225

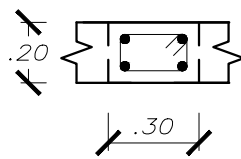
CORTE 1-1.



103/4" + 405/8"
3/8": ϕ 125, Rto. ϕ 225

CORTE 2-2.

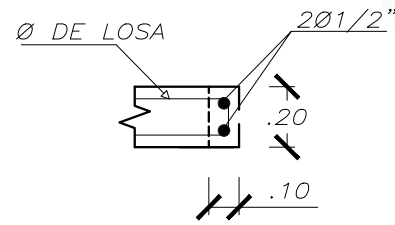
4-4, 5-5, 12-12.



401/2"
1/4": ϕ 125, Rto. ϕ 225

CORTE 3-3.

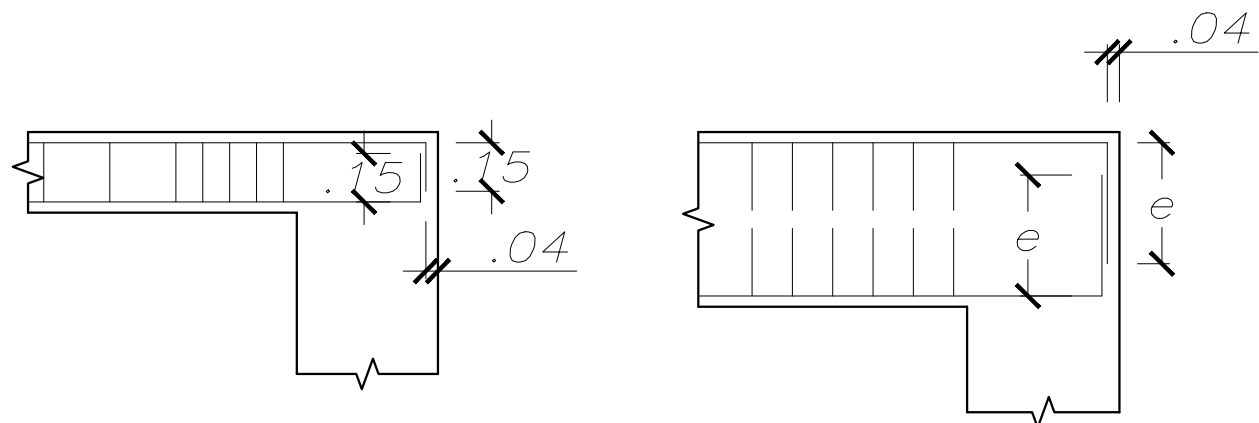
8-8, 10-10, 11-11.



201/2"
1/4": ϕ 125, Rto. ϕ 225

CORTE 6-6.

7-7.

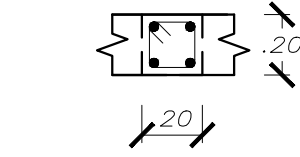


VIGAS CHATAS

VIGAS PERALTADAS

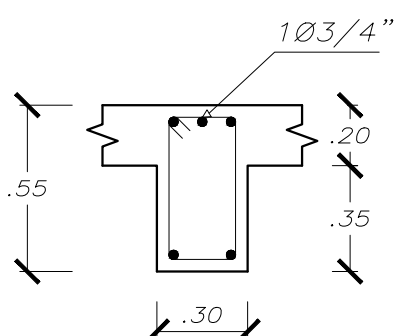
ϕ	e (m.)
1"	.40
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



401/2"
1/4": ϕ 125, Rto. ϕ 225

CORTE 9-9.



103/4" + 405/8"
3/8": ϕ 125, Rto. ϕ 225

CORTE 13-13.



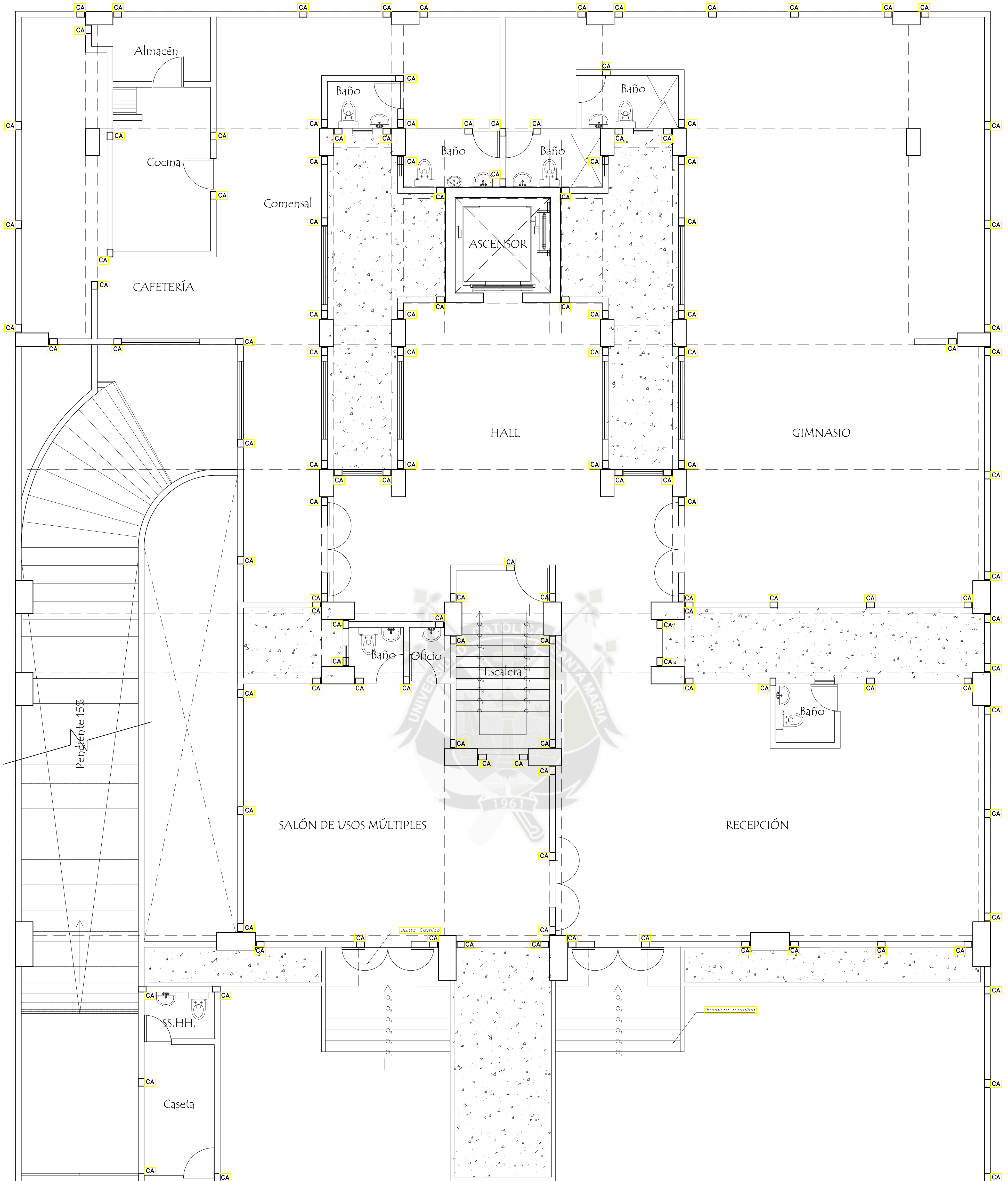
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela profesional :	Ingeniería Civil	Ubicación :
Proyecto :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	Dpto. : Arequipa Prov. : Arequipa Dist. : Sachaca
Plano :	Vigas - Detalles 6	
Bachiller :	Chirinos Espinoza, Walter David	Fecha : Julio 2017

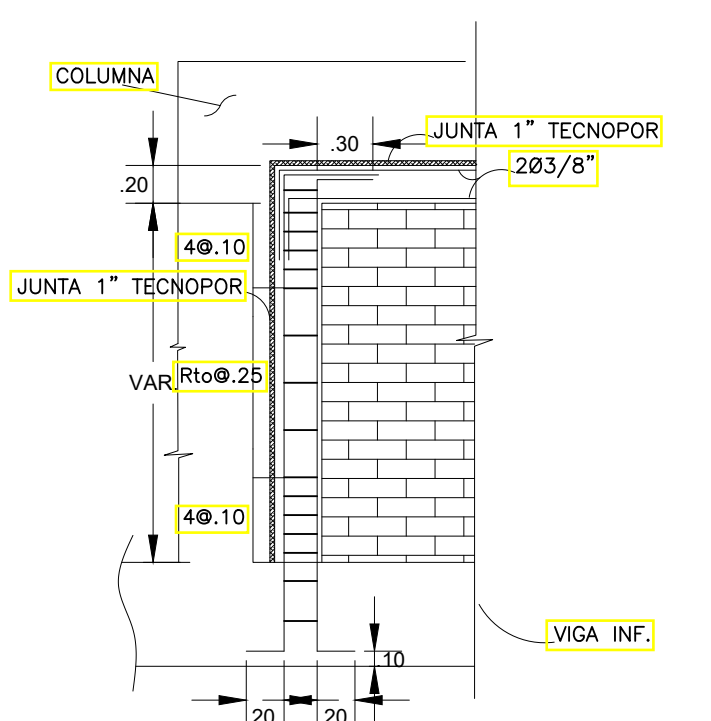
Lamina :

E - 16

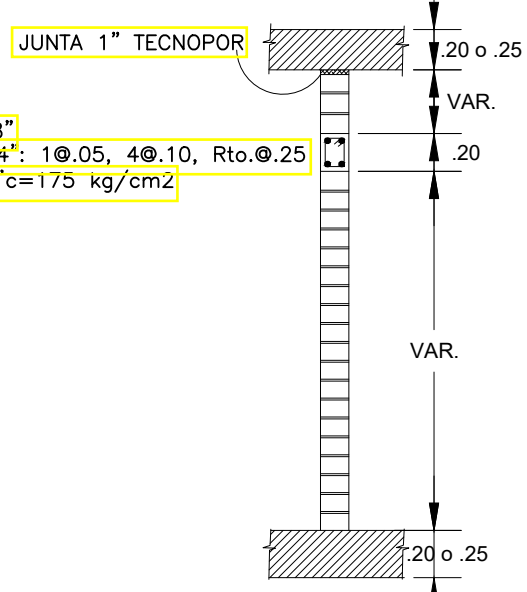
Escala : 1/25



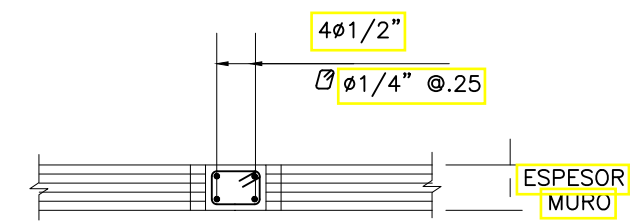
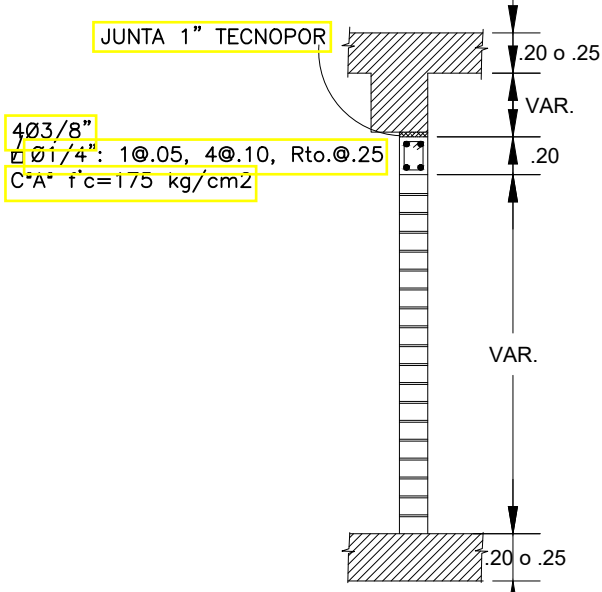
PLANTA DISTRIBUCION DE COLUMNETAS – PRIMERA PLANTA



DESARROLLO Y ANCLAJE DEL
REFUERZO DE COLUMNA DE ARMARRE
DE TABIQUERIA DE ALBAÑILERIA

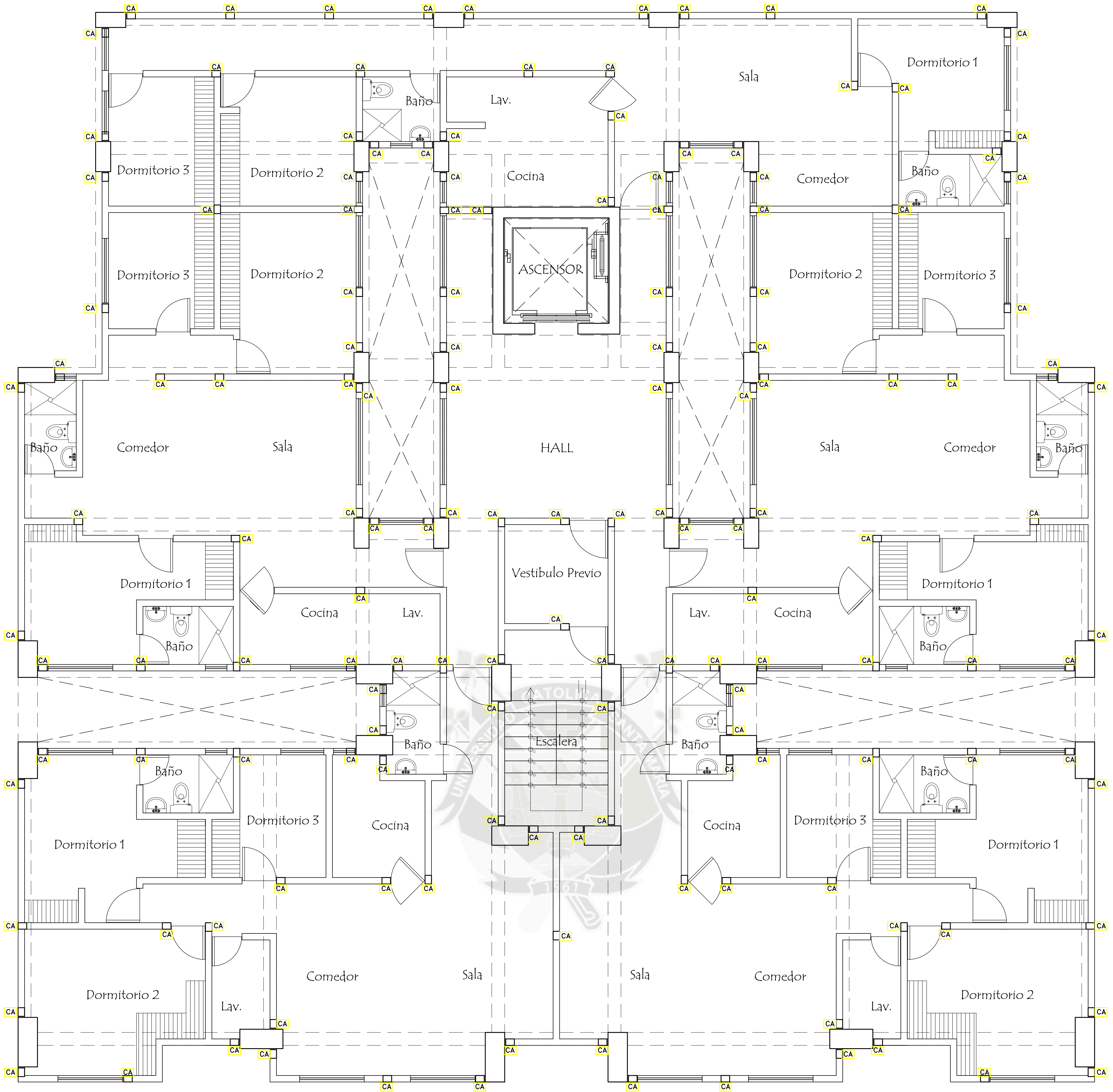


CORTES TÍPICOS
DE TABIQUERIA DE ALBAÑILERIA

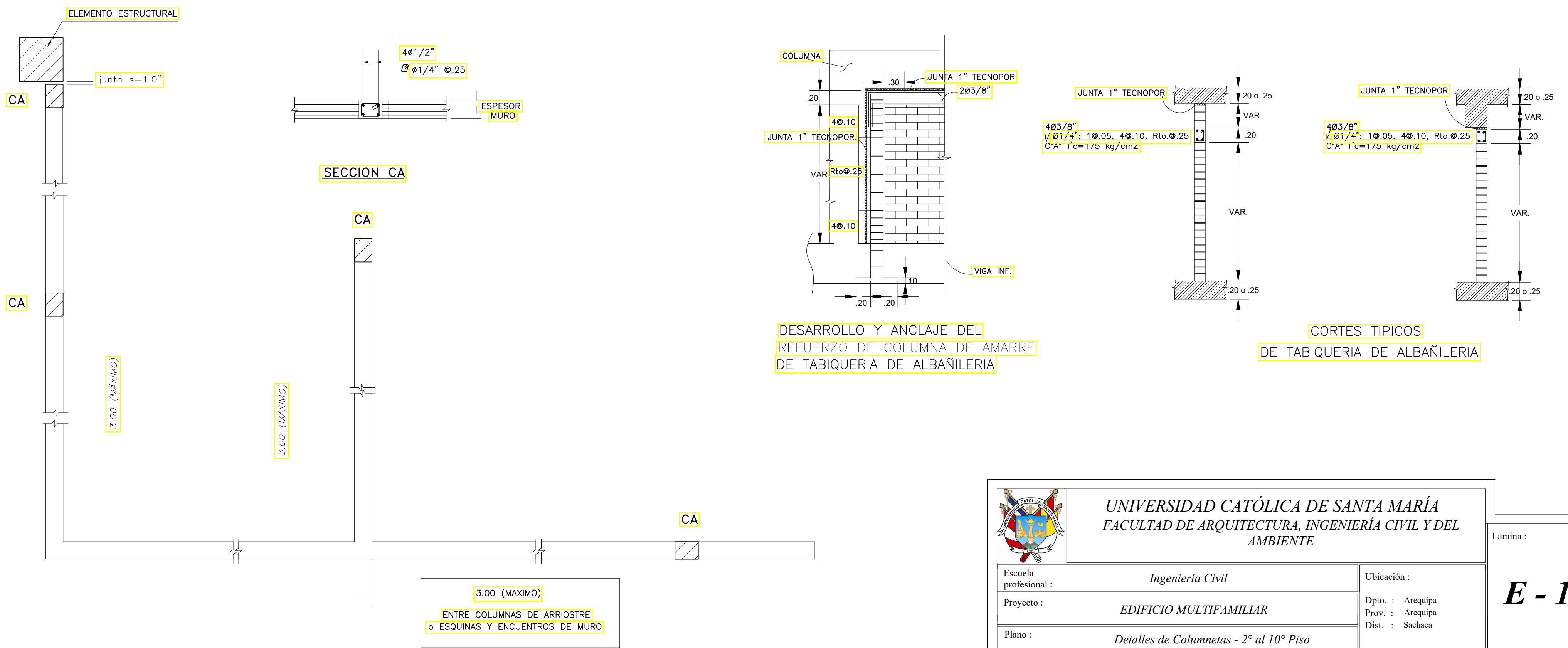


SECCION CA

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE			Lamina :
Escuela profesional :	Ingeniería Civil	Ubicación :	E - 17
Proyecto :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	Dpto. : Arequipa	
Plano :	Detalles de Columnetas - 1era Planta	Prov. : Arequipa	
Bachiller :	Chirinos Espinoza, Walter David	Dist. : Sachaca	
Fecha :		Julio 2017	Escala : 1/50



PLANTA DISTRIBUCION DE COLUMNETAS – PLANTA TIPICA



DETALLE TÍPICO DE TABIQUERIA t=15 cm.